



29. ročník konference



**SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ**

23. ledna 2025

Pořadatelé



# **ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2025**

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

## **SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ**

29. ročník konference

**1. vydání, 2025**

**Vydavatel:** SUDOP PRAHA a.s.

Praha 3, Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

## POŘADATELÉ



Partneři konference

**metrostav TBR**



Mediální partner



**ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2025**

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

# Jsme skupina SUDOP

Jsme lídr v oblasti přípravy velkých stavebních celků, digitální transformace stavebního sektoru a spolehlivý partner ve všech fázích životního cyklu nemovitého majetku.



**2000+**  
zaměstnanců



**50+**  
firem ve skupině



**4000+**  
projektů napříč Evropou

70 let na trhu



**5 000 000 000 Kč**  
obrat ve skupině

# VRTA

Vysokorychlostní trať spojuje

**Budoucnost je tady**  
**vrtky.cz**



Spolufinancováno  
Evropskou unií



SPRÁVA  
ŽELEZNIC

# OBSAH

1	<b>Projekt železničního obloukového mostu Červená přes VD Orlík</b>	<b>8</b>
	Ing. Jakub Góringler, Ph.D., SUDOP PRAHA a. s.	
.....		
2	<b>Výstavba železničního obloukového mostu Červená přes VD Orlík</b>	<b>21</b>
	Ing. Petr Sýkora, Milan Špička, Roman Šimáček, Metrostav a. s., Metrostav TBR a. s.	
.....		
3	<b>Novela TKP 25 B: Ochrana ocelových konstrukcí proti atmosférické korozi</b>	<b>28</b>
	Ing. Pavla Fialová, Ing. Milan Kučera, Správa železnic, státní organizace	
.....		
4	<b>Elektrizace trati vč. PEÚ Brno – Zastávka u Brna, 2. stavba, SO 04–19–10 T.ú. Střelice – Tetčice, most v km 5,610</b>	<b>31</b>
	Ing. Radim Bílek, Ing. Radek Vévoda, Ing. Petr Dobeš, Ing. Petr Štasta, Ing. Gabriela Šoukalová, FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.	
.....		
5	<b>Problematika podrobných prohlídek</b>	<b>38</b>
	Ing. Luboš Dejmek, Správa železnic, státní organizace	
.....		
6	<b>Příprava předpisu Vzorové listy světlých tunelových průřezů</b>	<b>44</b>
	Ing. Michal Hnilička, Mott MacDonald CZ, spol. s r. o.	
.....		
7	<b>Holubický tunel na trati Blažovice – Vyškov</b>	<b>50</b>
	Ing. Tomáš Zítka, Ing. Michal Uhrin, Ing. Marcel Poštek, SUDOP PRAHA a. s.	
.....		
8	<b>Železniční uzel Praha – centrální část v tunelech</b>	<b>52</b>
	Ing. Petr Makásek, Ph.D., Mott MacDonald CZ, spol. s r. o.	
.....		
9	<b>Vysokorychlostní tratě formou PPP</b>	<b>61</b>
	Ing. Jan Kubelka, MBA, Ing. Barbora Otrubová, Správa železnic, státní organizace	
.....		
10	<b>Rekonstrukcia železničných mostov cez Váh v sžkm 250,693, Žilina – Budatín, I. etapa</b>	<b>69</b>
	Lukáš Haluska, STRABAG s. r. o., Ing. Filip Ballesteros, MONTIRP s. r. o.	
.....		
11	<b>První použití polymerových mostnic na železničním mostě v km 82,887 trati Nová Pec – Černý Kříž</b>	<b>78</b>
	Ing. Hana Ponczová, Správa železnic, státní organizace	
.....		
12	<b>Dlouhodobý monitoring a posouzení druhého největšího železobetonového oblouku v Loučkách</b>	<b>83</b>
	prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze, Ing. Jan Bažil, Pontex, spol. s r. o.	
.....		

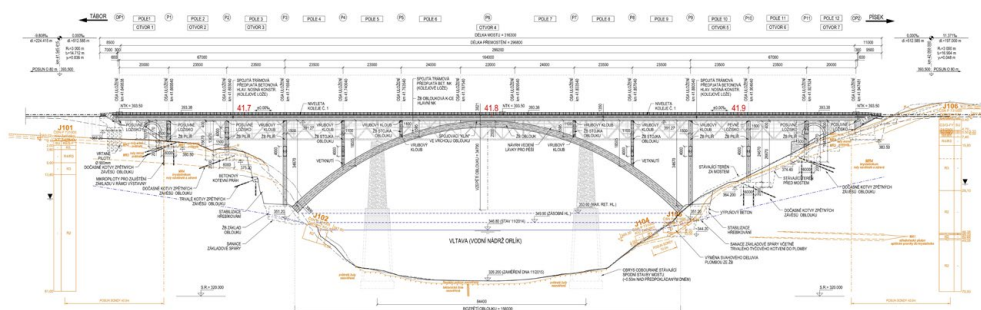
13	<b>Rekonstrukce mostu přes D10 v km 5,703 trati Čelákovice – Neratovice</b>	<b>90</b>
	Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., Ing. Libor Marek, Ing. Jan Svitavský, TOP CON SERVIS s.r.o.	
14	<b>Rekonstrukce „mostu Inteligence“</b>	<b>96</b>
	Ing. Jakub Tožička, Metrostav TBR a.s.	
15	<b>Poruchy bežešvých izolací – příčiny a možnosti detekce nehomogenit</b>	<b>103</b>
	Ing. Vítězslav Vacek, CSc., Kloknerův ústav, ČVUT v Praze prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze Ing. David Zeman, Správa železnic, státní organizace	
16	<b>Několik poznámek k hydroizolacím a odvodnění železničních mostů</b>	<b>112</b>
	Ing. Vítězslav Vacek, CSc., Kloknerův ústav ČVUT v Praze	
17	<b>Prehľad súčasného stavu predpätých železničných mostov v sieti ŽSR</b>	<b>120</b>
	Ing. Branislav Vavák, Ing. Patrik Kotula, PhD, Ing. Ondrej Kridla, Železnice Slovenskej republiky	
18	<b>Rekonstrukce mostu v km 3,040 trati Ústí nad Labem – Střekov – Ústí nad Labem západ</b>	<b>130</b>
	Ing. Petr Vagrčka, STRABAG Rail a.s.	
19	<b>Rekonstrukce mostu v km 48,289 na trati Podlešín – Slaný, Podlešínský viadukt</b>	<b>137</b>
	Ing. Matěj Mikšovský, Ing. Daniel Novotný, TOP CON SERVIS s.r.o.	
20	<b>Železniční most přes D6 u Hořesedel</b>	<b>143</b>
	Ing. David Marván, Ing. Petr Nečasal, PIS Pechal, s.r.o.	

# Projekt železničního obloukového mostu Červená přes VD Orlík

Ing. Jakub Góring, Ph.D., SUDOP PRAHA a. s.

## 1. Základní údaje nové mostní konstrukce

Náhrada stávajícího železničního mostu je navržena jako obloukový most komorového průřezu s dvoutrámovou mostovkou o 2 x 6 polích a středovým krčku propojujícím mostovku s obloukem. Rozpětí obloukové nosné konstrukce je 156,0m, rozpětí jednotlivých polí mostovky 20,0 + 4 x 23,5 + 24,0 + 22,0 + 24,0 + 4 x 23,5 + 20,0m (pole s délkou 22,0m odpovídá spojovacímu krčku mostovky s obloukem). Celková délka nosné konstrukce je 299,2m. Délka mostu 316,3m.

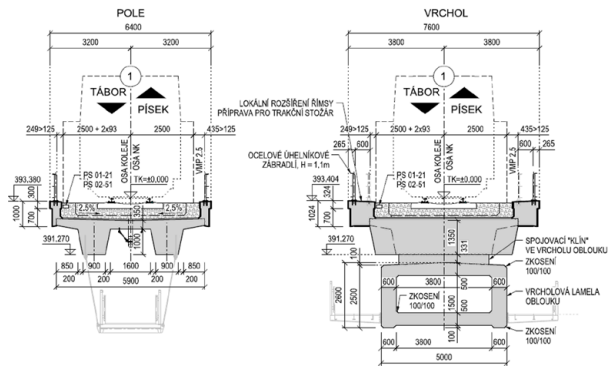


Obr. 1 – Podélný řez mostem

Nová mostní konstrukce je navržena jako jednokolejná pro traťovou rychlost v současném stavu 65 km/h s odpovídajícím prostorovým uspořádáním pro širokou trať VMP 2,5. Běžná šířka mostu v příčném řezu 6,4m. V místě lokálního rozšíření říms pro případné umístění stožárů TV při elektrizaci trati pak 7,6m.



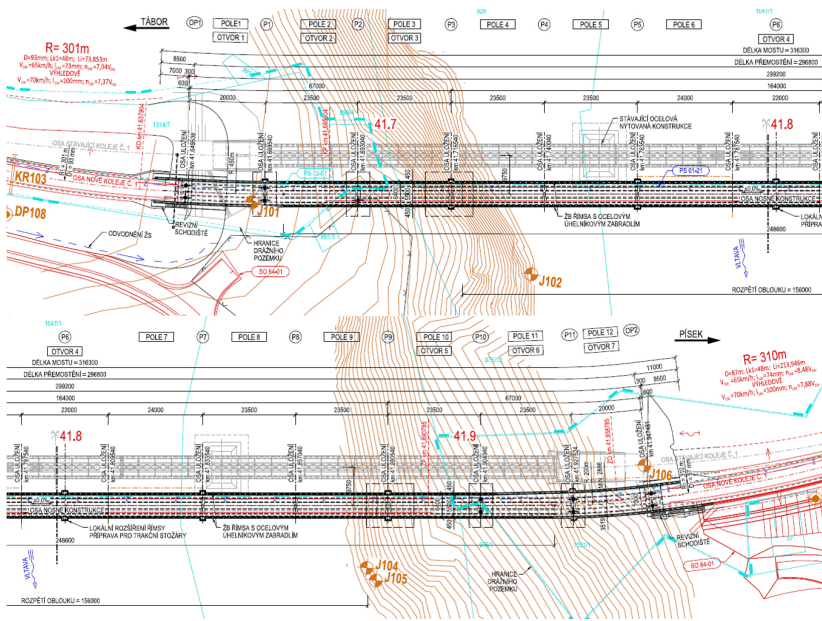
## Projekt železničního obloukového mostu Červená přes VD Orlík



Obr. 2 – Příčný řez mostem

Oblouková část mostu včetně přilehlých polí v rozsahu 2.–10. pole je v přímé, na obou koncích mostu je pak trať vedena v levostanných obloucích, jejichž přechodnice zasahují do 1., resp. 11. a 12. pole. V tomto rozsahu je mostovka dispozičně přizpůsobena směrovému vedení koleje (pole 1), respektive směrově upravena a rozšířena pro zajištění VMP (pole 11 a 12), viz půdorysné řešení mostního objektu.

Návrhové zatížení vychází z kategorie trati 4. třídy jako klasifikované součinitelem  $\alpha = 1,1$ . Na základě požadavku investora byla bezpečnost předpjaté mostovky zvýšena pomocí upraveného klasifikačního součinitele  $\alpha = 1,21$ .



Obr. 3 – Půdorysné řešení mostu (OP1 až střed mostu – nahore, střed mostu až OP2 – dole)

## 2. Geologické podmínky

Celkem byly provedeny 2 průzkumné jádrové vrty o celkové metrži 131,0 bm. Vrty byly provedeny ve vrtném průměru 195 mm do zastížení pevného skalního podloží a do konečné hloubky vrtným průměrem 76 mm pomocí dvojitého jádrováku. V případě terénu nedostupného pro vrtnou techniku byly v rámci ověření průběhu geologických vrstev a skalního podloží pro návrh založení nového tělesa železniční tratě prováděny dynamické penetrační zkoušky.

Z regionálně–geologického hlediska je zájmové území součástí Českého masívu budovaného horninami svrchního proterozoika a svrchního paleozoika spadající do moldanubické oblasti. Téměř ihned pod povrchem terénu se nachází skalní podloží, které s hloubkou nabývá na kvalitě od třídy R6 až po zastíženou cca R2.

Základová spára pilířů na tábořské straně P1, P2 a P3 je tvořena převážně zdravou žulou třídy R3–R2. Na písčité straně je opěra OP2 založena v rozsahu zdravých rul třídy R2, následně pak v rámci základové spáry pilíře P11 bylo zastíženo poruchové pásmo, respektive podcena zóna na kontaktu dvou hornin – rula / žula. Pilíře P9 a P10 jsou pak založeny v úrovni zdravých žul třídy R2.

## 3. Založení mostu

Veškeré jámy byly navrženy jako svahované s doplněním záporového pažení pro stabilizaci provozované koleje za opěrami stávajícího mostu.

Speciální pozornost byla věnována provádění výkopů pro základy oblouku P3 a P9 (zejména P3), kdy bylo s ohledem na rozsah stavebních jam a jejich výšku navrženo trvalé zajištění obnažených skalních stěn. Jáma pro základ P3 je v místě lavičky šířky doplněna železobetonovou převázkou, která kromě stabilizační funkce plní i funkci kotevní pro zpětné závěsy při vyvěšování oblouku během výstavby.

### 3.1 Opěry

Opěra OP1 je jako jediná konstrukce založena v násypu na velkopřůměrových pilotách Ø 900 mm s délkou 8,5 m, které jsou ukončeny min. 1,0 m v hornině třídy R3.

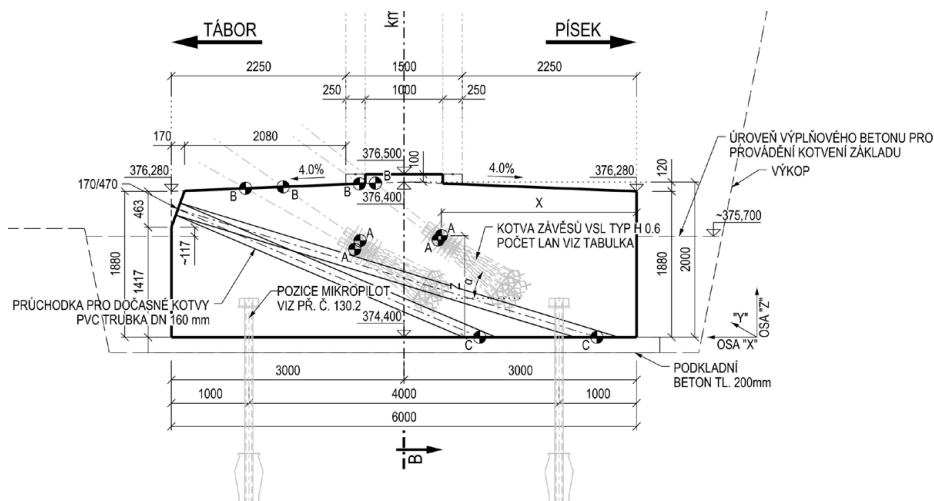
Opěra OP2 je s ohledem na průběh geologie založena plošně na zdravých rulách se zastíženými velkými až masivními bloky s malou až velmi malou hustotou diskontinuit.

### 3.2 Břehové pilíře P1, P2, P10 a P11

Do základů těchto pilířů jsou v průběhu fází výstavby kotveny zpětné závěsy oblouku. Z tohoto důvodu jsou základy pilířů P1, P10 a P11 navrženy jako plošné s doplněním mikropilot a horninových kotev pro zajištění stavebních stavů. Mikropiloty jsou navrženy z trubek Ø 108/16 délky 7,5 m (v hornině) s délkou injektovaného kořene 6,0 m. U pilíře P11, kde významně klesá skalní podloží směrem na severovýchod, byla základová spára

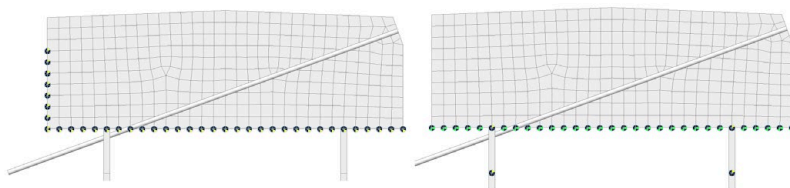
přizpůsobena tomuto klesání a do úrovně založení pak byla zhotovena plomba z výplňového betonu. Mikropiloty pilíře P11 byly prodlouženy tak, aby délka kořene zůstala zachována a kořen končil nejbliže 0,5m pod odkrytou základovou spárou.

Kotvení základu pilířů je navrženo pomocí 6pramencových kotev Y1770S7–15,7–A. Délka kotev je 15,0m (včetně injektovaného kořene délky 9,0m) s průměrným úklonem od vodorovné 20°. Pilíř P2 je zajištěn pouze horninovými kotvami. Založení pilíře P11 viz Obr. 4.



Obr. 4 – Založení pilíře P11

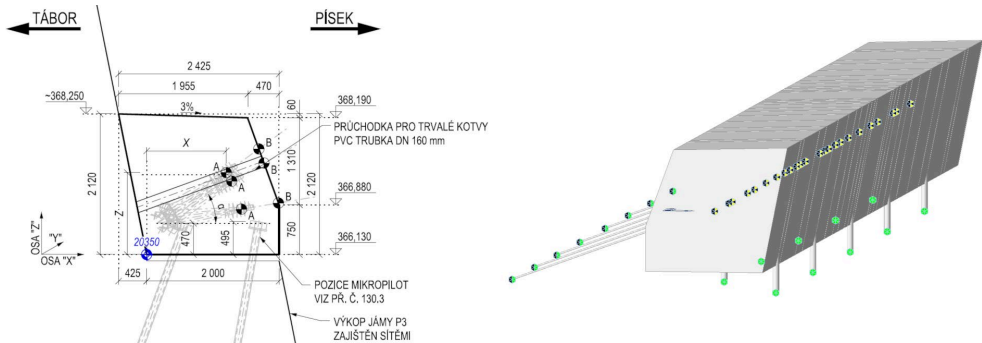
Pro posouzení únosnosti a stability základových konstrukcí jednotlivých pilířů včetně ověření dostatečnosti navržených opatření (mikropiloty a horninové kotvy) byl vytvořen desko–stěnový 2D model příčné řezy základem. Dle uspořádání jednotlivých základů byl model doplněn o prvky simulující řady mikropilot. Dále byl do modelu zaveden tahový prvek simulující horninové kotvy. Podepření modelu bylo zadáváno za využití kombinace tuhé podpory (zakotvení táhel), lineárně pružných podpor (vodorovné a svislé podepření mikropilot), pružných podpor působících pouze v tlaku (plošné svislé podepření základu a vodorovné rozepření do výplňového betonu na stranách) a multilineárních podpor simulujících tření v základové spáře. Multilineární podpory byly zadávány různé pro jednotlivé fáze výstavby (předepnutí kotev, napnutí závěsů) a jejich parametry byly určovány z celkového přítlaku v základové spáře a předpokládaného součinitele tření ZS – základ  $\mu = 0,7$ . Model včetně okrajových podmínek viz Obr. 5.



Obr. 5 – Podepření modelu – pružiny pouze tlak (vlevo), tuhé a lineární pružiny (vpravo)

### 3.3 Převázka v jámě pilíře P3

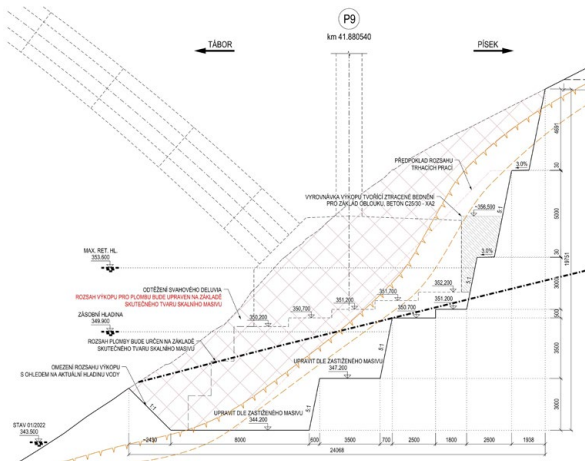
Jako doplňkové trvalé zajištění jámy P3 a zároveň jako součást provizorního kotvení závěsů oblouku je navržena kotevní převázka na lavičce širší 2,0 m. Převázka je navržena železobetonová s příčným řezem rovnoběžníku o hranách ~2,0 x 2,0 m. Kotevní převázka je podporována pomocí 10 ks mikropilot z trubek Ø 108/16 délky 6,0 m (v hornině) s délkou injektovaného kořene 4,0 m. Výpočetní model převázky je navrženo jako prutový s tahovými prvky kotev, viz Obr. 6.



Obr. 6 – Příčný řez převázkou (vlevo), model zajištění převázky (vpravo)

### 3.4 Založení oblouku – pilíř P3 a P9

Základová spára pilíře P3 byla tvořena velmi pevným a zdravým granodioritem třídy R2 s malou až velmi malou hustotou diskontinuit. Na západní straně výkopu a v severozápadním cípu prochází základovou spárou poruchové pásmo ve formě vyšší četnosti diskontinuit a středně malých rozevřených puklin vyplněných písčitým jílem tuhé až pevné konzistence. V prostoru obou pásem byla provedena sanace podzákladí pomocí nízkotlaké injektáže.



Obr. 7 – Příčný řez projektovaným výkopem pro pilíř P9

Oblast základu pilíře P9 se nacházela v oblasti svahově přemístěných balvanů až bloků. S ohledem na mocnost této vrstvy je základová spára výškově odskočena a pro založení oblouku byla navržena betonová plomba kotvená do obnaženého zdravého skalního masivu, viz Obr. 7. Hlavní otevřený puklinový systém byl zajištěn pomocí nízkotlakých injektáží. Oba základy pro oblouk jsou založeny plošně.

## 4. Spodní stavba

### 4.1 Opěry

Opěry jsou tvořeny úložným prahem se závěrnou zídou, dřikem opěry, základem a konstrukcí křídel, která jsou založena na prodlouženém základu. Křídla opěry OP1 jsou tl. 550mm a OP2 tl. 1000mm. Výška opěry OP1 cca 5,6m a opěry OP2 cca 9,9m.

Na závěrné zídce je navrženo kolmé pokračování říms, která jsou ukončena kapsou pro osazení ocelových přepážek pažicích kolejové lože.

### 4.2 Břehové pilíře P1–P3 a P9–P11

Základy pilířů mají půdorysné rozměry 6,0 x 11,0m. Výška základů v napojení na dřík pilíře je 2,0m. Pilíře jsou tvořeny jedním dřikem ve tvaru činky (I). Šířka pilířů je jednotná 4,0m. Na bočních stranách je rozměr v podélném směru 1,3m, který směrem ke středu pilíře pokračuje na délce 1,25m oboustranným náběhem 0,1m až na šíři 1,5m. Následuje zúžení do spojnice činky pomocí zkosení 250/250mm na celkovou šíři 1,0m. Výška pilířů je až 34,61m u pilířů P3 a P9. Do dříku pilířů P3 a P9 jsou zabetonovány aktivní kotvy pro možnost kotvení závěsů oblouku i zpětných závěsů k základům. Příčné řezy pilířů viz Obr. 8.

Nosná konstrukce je na břehové pilíře uložena přes kalotová ložiska, vyjma pilířů P3 a P9, kde je spojení provedeno přes elektroizolační vrubový kloub.

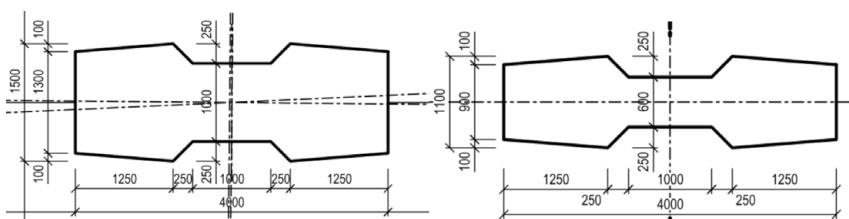
#### 4.2.1 Štíhlost a stabilita pilířů

Zejména pro vysoké pilíře P3 a P9 byly řešeny účinky 2. řádu a imperfekcí pro stabilitu jak ve fázích výstavby, tak za provozu. V rámci provozních stavů jsou pilíře spojeny s mostovkou, a tedy i s obloukem pomocí vrubového kloubu a je tedy možné je uvažovat jako systém vetknutí – kloub se vzpěrnou délkou 0,7násobku výšky. Pro fáze výstavby byly vyhodnoceny kritické stavy a vzpěrné délky byly určeny na základě stabilitních výpočtů. Kritická stavební fáze nastává, když je již použito všech zpětných závěsů a v pilíři je tedy maximální normálová síla. Vliv závěsů na stabilitu pilířů v podélném směru je významný a vzpěrná délka byla určena ze vzpěrného břemene jako 0,67násobek výšky. S ohledem na různý průběh momentů od 2. řádu a od fází vyvážování byly posouzeny zejména průřezy v patě, v místě změny vyztužení  $H=9,0\text{m}$  a v místě maximálních momentů 2. řádu ( $H\approx 24,0\text{m}$ ).

### 4.3 Pilíře na oblouku P4–P8

Pilíře jsou obdobně jako břehové tvořeny jedním dílkem ve tvaru činky (I). Šířka pilířů je jednotná 4,0m. Na bočních stranách je rozměr v podélném směru 0,9m, který směrem ke středu pilíře pokračuje na délce 1,25m oboustranným náběhem 0,1m až na šíři 1,1m. Následuje zúžení do spojnice činky pomocí zkosení 250/250mm na celkovou šíři 0,6m. Dílek pilířů je v navázání na oblouk z důvodu zajištění revizního přístupu na oblouk rozdělen na dvě části. Rozdělení je navrženo vynecháním spojnice tl. 600mm na výšku 2,5m od horního povrchu oblouku.

Dílek pilířů navazuje v případě P4 a P8 na oblouk pracovní spárou ve výšce ~0,75 m (v ose pilíře) nad horním povrchem oblouku (v ose pilíře). V případě pilířů P5 a P7 je pracovní spára nahrazena vrubovým kloubem a pilíře tak tvoří kyvnou stojku. Příčné řezy pilířů viz Obr. 8.



Obr. 8 – Příčný řez pilířem – břehové (vlevo), na oblouku (vpravo)

## 5. Nosná konstrukce

### 5.1 Oblouk

Oblouk je navržen jako železobetonový komorový se střednicovou křivkou odpovídající parabole 4. stupně dle Chambauda. Rozpětí oblouku je navrženo 156,0m. Komorový průřez šířky 5,0m s proměnnou výškou, která je ve vetknutí do základu navržena 3,4 m a ve vrcholu oblouku 2,6m. Horní povrch oblouku je spádován střežovitě ve sklonu 4,0 %. Všechny vnitřní i vnější hrany jsou zkoseny 100/100mm. Na spodním povrchu oblouku je navrženo vybrání tl. 100mm na šířku 3,8m. V místě spojení oblouku s mostovkou je navržen spojovací krček proměnné výšky (v závislosti na tvaru oblouku) a šířky 3,6m.

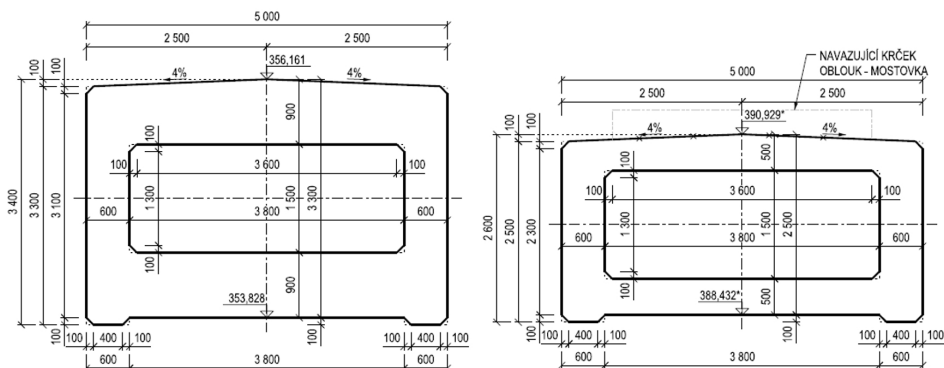
Oblouk je s ohledem na předpokládaný systém výstavby rozdělen symetricky do 16lamel o délce 5,15 m (měřeno na spodním líci komory), které jsou doplněny zárodkem v patě oblouku o délce 3,0m a zmonolitňující částí ve vrcholu o délce 2,357 m.

Komorový průřez má konstantní tloušťku stěn 0,6m. Mocnost horní a spodní desky je proměnná s ohledem na zajištění konstantního vnitřního prostoru komory o výšce 1,5m. Ve vetknutí jsou desky navrženy tl. 0,9m, ve vrcholu oblouku 0,5m. Náběhy jsou v rozsahu každé lamely lineární. Příčný řez v patě a vrcholu oblouku viz. Obr. 9.

Pro zajištění přenosu koncentrovaných sil z pilířů a z počátku spojovacího krčku jsou v těchto místech navržena ztužující diafragmata. Pod pilíři P4, P5, P7 a P8 jsou diafragmata navržena

tl. 1100mm. V případě diafragmat pod krčkem se jedná o tl. 1500mm. V místě ztužení je zachován průchozí prostor šíře 1,2m.

Do stěn oblouku jsou umístěny pasivní cibulové kotvy zpětných závěsů pro vyvěšování oblouku v rámci výstavby.



Obr. 9 – Příčný řez obloukem – pata oblouku (vlevo), vrchol oblouku (vpravo)

Posouzení průřezu oblouku v podélném směru proběhlo konvenčními metodami. Diafragmata jsou navržena na základě lokálního posudku z desko–stěnového modelu oblouku. Vliv stojek a spojovací krčku byl modelován pomocí pružných podpor, jejichž tuhost byla kalibrována na základě deformací pro jednotkové zatěžovací stavy v místě stojek z prutového modelu.

### 5.1.1 Zpětné závěsy

V rámci výstavby je nutné jednotlivé lamely č. 1 – č. 15 zavěsit na zpětné závěsy, které jsou vedeny na pilíře P3 a P9. Pro možnost účinného vyvěšování lamel č. 8 – č. 15 jsou na desce mostovky v místě zmíněných pilířů navrženy provizorní pylony o obdélníkovém průřezu 4,0 x 1,1m. Pylony jsou s ohledem na jejich následnou demontáž rozděleny pracovními spárami po max. 1,15m tak, aby jednotlivé bloky tvořily dílce do max. hmotnosti cca 13 t. Do pylonů a pilířů jsou zabetonovány aktivní kotvy pro kotvení lan oblouku i zpětných závěsů k základům pilířů.

### 5.2 Mostovka

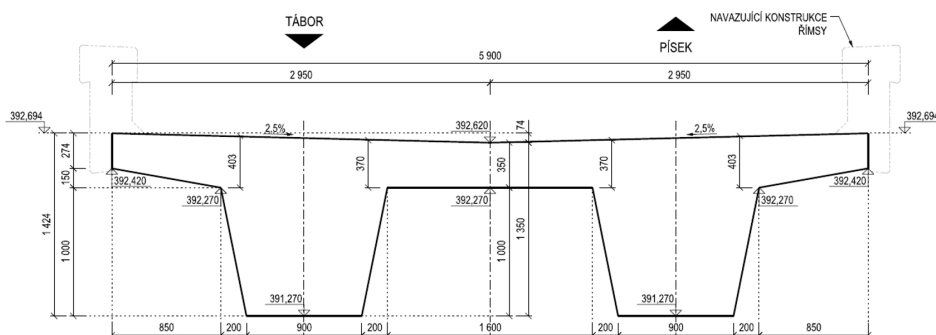
Mostovka nosné konstrukce je tvořena spojitým dvoutrámem o 12 polích s rozpětím 20,0 + 4 x 23,5 + 24,0 + 24,0 + 4 x 23,5 + 20,0m s celkovou délkou nosné konstrukce 299,2m. V místě styku nosné konstrukce s obloukem je na délce 22,0m provedeno provázání těchto částí a nahrazení průřezu nosné konstrukce plným trámem.

Šířka dvoutrámu včetně konzol je navržena 5,9m s výškou 1,35m (v ose NK). Sklon horního povrchu mostovky je dostředný ve spádu 2,5 %. V podélném směru je nosná konstrukce vodorovná (spád 0 %). Příčný řez viz Obr. 10.

Nad opěrami je nosná konstrukce ztužena podporovým příčnickem na celou šíři NK s délkou 1,2 m. Nad vnitřními podpěrami je navržen příčnick pro možnost osazení lisů pro zvedání konstrukce při výměně ložisek. S ohledem na sjednocení vzhledu budou provedeny příčnky i nad pilíři s vrubovými klouby. Šířka příčníků je navržena jednotně 1,5 m.

Mostovka je dělena pracovními spárami ve vzdálenosti 4,7 m od osy uložení. V místě styku NK s obloukem je navržena pracovní spára 2,0 m uvnitř tohoto spojení.

Konstrukce mostovky je předepnuta 4 ks 15lanových kabelů Y1860S7–15,7–A v každém trámu. Odvodnění mostovky je s ohledem na nulový spád navrženo pomocí atypických nerezových odvodňovačů v podélné rozteči 3,0 m. V rozsahu spojovacího krčku je provedeno spádování v povrchu mostovky směrem do přilehlých polí.



Obr. 10 – Příčný řez mostovkou

## 6. Hydratační teplo

S ohledem na masivnost některých průřezů případně na využití betonů vyšších pevnostních tříd byl investorem vznesen požadavek na včasné řešení vývinu hydratačního tepla a zároveň na návrh postupu pro snížení případných negativních účinků. V rámci RDS byly provedeny výpočty hydratačního tepla pro dřívky břehových pilířů a pro lamelu oblouku. Tyto výpočty byly provedeny v rámci naší společnosti SUDOP PRAHA a.s. Výpočet pro základ oblouku byl proveden externě prof. Šmilauerem z ČVUT v Praze.

### 6.1 Základy pilířů

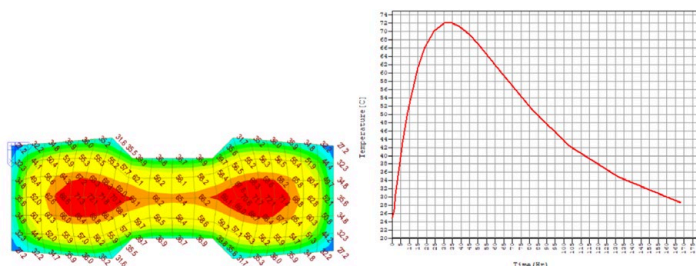
V rámci betonáže základu pro jeřáb byla využita receptura určená pro základy pilířů a konstrukce byla měřena pomocí 8 teplotních čidel. Na základě změřených dat byla pouze určena technická opatření pro stavbu.

### 6.2 Dřívky pilířů

Model pro simulaci byl kalibrován na základě výsledků měření teplot při betonážích v základových konstrukcích jeřábu č. 3. Maximální teplota dosažená při simulaci 72,1 °C. Pro výpočet byly uvažovány následující charakteristiky:



- **Průměrná teplota vnějšího prostředí 20 °C (červen 2020 dle online dat ČHMÚ)**
  - Teplota je modelována sinusovým průběhem  $\pm 5$  °C s periodou opak. 1 den
  - Max. teplota 25 °C, min. teplota 15 °C
- **Teplota navazující konstrukce 20 °C (základová konstrukce / předchozí takt)**
- **Složení směsi**
  - Portlandský cement typu R (425 kg/m<sup>3</sup>)
- **Počáteční teplota čerstvého betonu 25 °C. Maximální dovolená teplota 27 °C (viz TKP SPK 18)**
  - Předpoklad opatření pro omezení vlivu vývinu hydratačního tepla
  - Využití chladnějšího kameniva, vody, cementu apod.
- **Teplotní vlastnosti betonu**
  - Měrná tepelná kapacita  $c = 840 \text{ J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$
  - Součinitel tepelné vodivosti  $\lambda = 1,74 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K}) = \sim 6300 \text{ J}/(\text{m}\cdot\text{hod}\cdot\text{K})$



Obr. 11 – Výsledky simulace – teploty v čase 35 h (vlevo), teplota v uzlu s max. teplotou (vpravo)

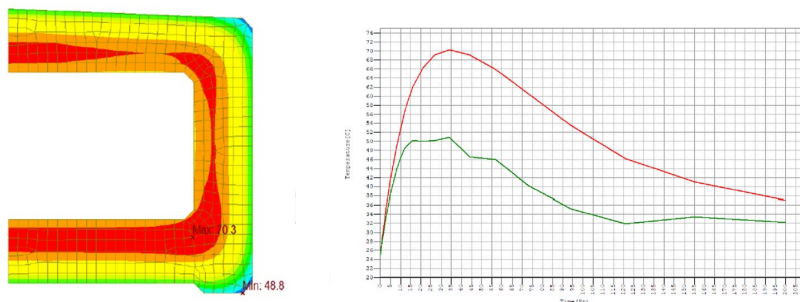
### 6.3 Lamely oblouku

S ohledem na postup výstavby byl výpočet proveden pro lamelu č. 4 s tloušťkou horní a spodní desky 690mm. Model pro simulaci byl kalibrován na základě výsledků měření teplot při betonáži zkušební lamely. Kalibrovaný model byl následně přizpůsoben geometrii lamely 4 a upraven pro charakteristiky letního počasí. Maximální teplota dosažená při simulaci 70,3 °C.

- **Průměrná teplota vnějšího prostředí 25 °C**
  - Teplota je modelována sinusovým průběhem  $\pm 5$  °C s periodou opak. 1 den
  - Max. teplota 30 °C, min. teplota 20 °C
- **Teplota navazující konstrukce 20 °C (předchozí lamela)**
- **Složení směsi**
  - Cement CEM II/A–LL 42,5 R Radotín (465 kg/m<sup>3</sup>)

– Hydratační teplo dle TL (03/2023) – 329 J/g

- **Počáteční teplota čerstvého betonu 25 °C.**
- **Teplotní vlastnosti betonu**
  - Měrná tepelná kapacita  $c = 840 \text{ J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$
  - Součinitel tepelné vodivosti  $\lambda = 1,7 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K}) = \sim 6120 \text{ J}/(\text{m}\cdot\text{hod}\cdot\text{K})$



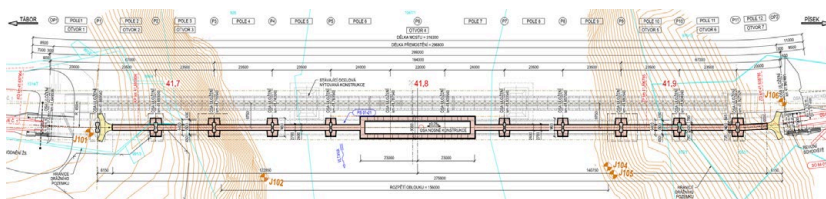
Obr. 12 – Výsledky simulace – teploty v čase 34 h (vlevo), teplota ve vyznač. uzlech (vpravo)

## 7. Příprava pro lávku

Jako doplněk k zadávací dokumentaci se s ohledem na požadavky Jihočeského kraje zhotovila studie pro budoucí osazení lávky pro pěší, aby v rámci výstavby mohla být provedena příprava pro kotevní prvky.

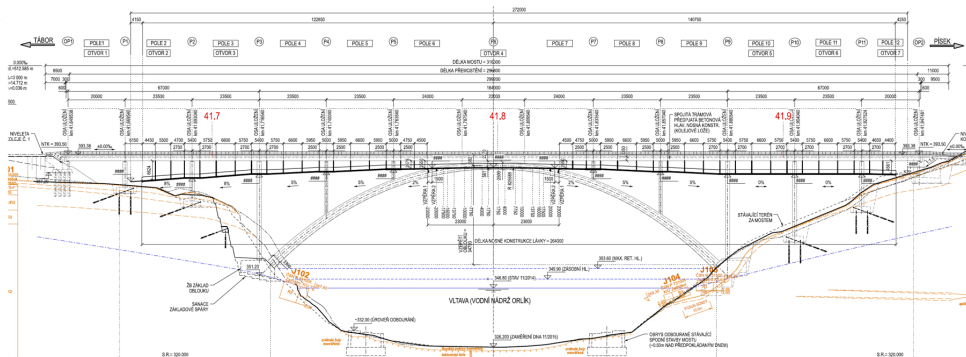
Opěry lávky jsou navrženy na terénu pod železničním mostem v blízkosti podpěr P1 a OP2. Z opěr bude lávka vedena pod mostovkou nového železničního mostu, v polích bude zavěšena do dolního povrchu mostovky a v místě pilířů bude obcházet dřík z obou stran na konzolách kotvených do dříku pilíře. V oblasti s malou volnou výškou mezi obloukem a mostovkou železničního mostu přejde lávka na obě vnější strany oblouku, kde bude vedena na konzolách kotvených do stěn oblouku.

Volná šířka lávky je min. 2,00m. Uvedená hodnota odpovídá lávce zavěšené pod mostovkou, úseky lávky procházející oboustranně kolem pilířů a vrcholu oblouku jsou navrženy s šířkou průchozího prostoru min. 1,50m na obou větvích lávky. Půdorysné a podélné řešení lávky viz Obr. 13 a 14.



Obr. 13 – Půdorys lávky

## Projekt železničního obloukového mostu Červená přes VD Orlík



Obr. 14 – Podélný řez mostem s lávkou

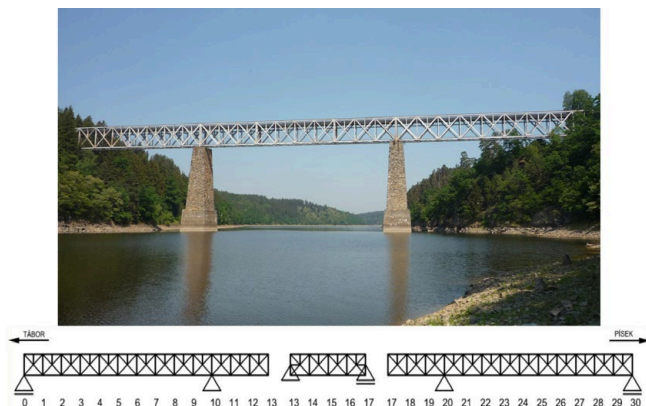
Na základě studie byla navržena kotevní místa jak na pilířích, tak na mostovce i oblouku a ta jsou v rámci stavby osazována kotevními prvky se závitem.

## 8. Původní mostní konstrukce a její budoucnost

Jedná se o jednokolejnou mostní konstrukci o pěti mostních otvorech s celkovou délkou 284,2m. Krajiní pole jsou řešena jako kamenné klenuté mosty s polokruhovými klenbami tloušťky 0,7m z tesaných kamenů a světlostí prvního otvoru 6,0m a 8,0m u pátého otvoru. Ocelová konstrukce překračující vnitřní tři pole byla navržena jako nýtovaný příhradový nosník rombické soustavy se svislicemi a mezilehlou prvkovou mostovkou. Hlavní nosníky v osové vzdálenosti 5,04m jsou vysoké 9,9m.

Příhradová konstrukce je vytvořena celkem z  $3 \times 10 = 30$  příhrad. Délka příhrad je 8,44m ( $L/10$ ). Staticky se jedná o spojitý nosník o třech polích s klouby ve středním poli – Gerberův nosník (vyložení konzoly  $3 \times 8,44 = 25,32$ m a rozpětí vloženého pole  $4 \times 8,44 = 33,76$ m).

Se stavbou mostu se započalo v roce 1886 budováním kamenných pilířů s montáží ocelové konstrukce v červenci 1889. Dvě krajiní pole ocelové konstrukce byla montována na dřevěném lešení a derikovým jeřábem nosnosti 4 t, který pojížděl po smontované konstrukci. Montáž probíhala symetricky od obou opěr. Konstrukce středního pole byla montována letmo, přičemž klouby vloženého pole byly provizorně zafixovány.



Obr. 15 – Fotografie stávajícího mostu (nahore) vč. statického schéma

V rámci zadávací dokumentace se uvažovalo s demolicí stávajícího mostu. I vzhledem k této skutečnosti je nový most projektován a nyní i budován v bezprostřední blízkosti mostu stávajícího. Od 27. 10. 2021 je stávající most nově nemovitou kulturní památkou a jeho další osud je v současné době v řešení.

**Ing. Jakub Göringer, Ph.D.**

SUDOP PRAHA a. s.

Olšanská 2643/1a, Žižkov, 130 00 Praha 3

+420 607 741 784

[jakub.goringer@sudop.cz](mailto:jakub.goringer@sudop.cz)

# Výstavba železničního obloukového mostu Červená přes VD Orlík

Ing. Petr Sýkora, Milan Špička, Roman Šimáček,  
Metrostav a. s., Metrostav TBR a. s.

## 1. Úvod

Na konci listopadu 2024 byla dokončena výstavba železničního obloukového mostu přes vodní nádrž Orlík. Tento nový most, který se nalézá na železniční trati Tábor – Písek v blízkosti obce Červená nad Vltavou se stal díky svým parametrům, mostem s největším železobetonovým obloukem v České republice. Rozpětí oblouku je 156 m a vzepětí je 34,7 m. Nový most nahrazuje starý ocelový příhradový most z roku 1889.

## 2. Postup výstavby

Výstavba obloukového mostu se dá rozdělit do čtyřech základních fází. V první etapě se provede spodní stavba, tj. vybudují se základy, opěry, pilíře a paty oblouku. Následně se staví nosná konstrukce mimo oblouk společně se zárodky oblouku. Po této etapě následuje výstavba samotného oblouku. V našem případě byla prováděna technologií letmé betonáže s postupným vyvěšováním. Vyvěšování je nejprve prováděno přes nejvyšší pilíře umístěné na patách oblouku a následně přes provizorní železobetonové pylony umístěné na nosné konstrukci nad těmito pilíři. Po vybetonování oblouku přichází na řadu poslední fáze, kde se vybetonují pilíře na oblouku a propojí se nosná konstrukce nad obloukem. Tomu však předchází demontáž provizorních závěsů oblouku a demontáž provizorních pylonů. Poslední etapa je prováděna symetricky, tak aby oblouk byl zatěžován rovnoměrně.

Specifikem výstavby obloukových mostů je, že stavba probíhá téměř symetricky ze dvou nezávislých pracovišť, a to ve směru od opěr ke středu mostu. Je to z toho důvodu, že prostor pod obloukem je zpravidla nepřístupný, v našem případě se tam nalézá řeka Vltava. Tento postup je především náročný na počet nasazených technologií, protože na každé samostatné pracoviště je nutné uvažovat se samotnou technologií. Tato skutečnost má především ekonomický dopad na celkovou cenu stavby.

### 3. První etapa výstavby (spodní stavba)

Díky nepřístupnému terénu a prudkým svahům byly výkopové práce značně náročné. Výkopy na levém břehu Vltavy probíhali strojně, kde bylo nutné nejprve v prudkém svahu vybudovat přístupové cesty k jednotlivým pracovištím budoucích základů pilířů až k úrovni hladiny vodní nádrže, kde byla založena pata oblouku P9. Speciální případ nastal u pravého břehu Vltavy, kde se nad hladinou tyčil téměř 30m vysoký skalní masiv, který bylo nutné kompletně odstranit za pomoci trhacích prací až na úroveň běžné hladiny nádrže a založit zde patu oblouku P3 (obr. č. 1). Tento výkop byl prováděn v závislosti na limitní nosnosti věžového jeřábu, který se stal jediným dopravním prostředkem pro dopravu stavebních strojů do výkopu, a natěženého výkopku ze stavební jámy. Práce na výkopu probíhaly po jednotlivých etážích o hloubkách cca 2m, kdy pomocí vrtné soupravy se nejprve v rastru 1,5 x 1,5m navrtaly otvory pro trhavinu a po odstřelu bylo provedeno odtěžení za pomoci věžového jeřábu a jeřábového kontejneru o nosnosti 8 t. V průběhu výkopových prací byla obnažená skála postupně zajišťována pomocí ocelových sítí a horninových kotev. Tímto postupem bylo v průběhu třech měsíců odtěženo cca 9 000 m<sup>3</sup>.

Spodní stavba byla zahájena vlakovou výlukou na konci února 2022. Trvala 46 dní, během ní bylo nutné provést záporové pažení stávajícího železničního tělesa v místě budoucích opěr nového mostu a provést výkopy na úroveň základové spáry opěr. U opěry OP1 částečně odtěžit násep a provést pilotové založení. Celkem bylo zhotoveno 12 ks velkopřůměrových pilot o průměru 900mm, délky 8,5m. Práce na spodní stavbě probíhaly postupně od opěr směrem k patám oblouku.



Obr. 1 – Výkopové práce na pravém břehu Vltavy

Základy pilířů mezi opěrami a patami oblouku jsou vystrojeny mikropilotami a předpjatými zemními kotvami. Horninové kotvy měly za úkol především eliminovat síly vyvolávané tahem dočasných závěsů při vyvěšování oblouku. Pro kontrolu sil během výstavby oblouku byly na některé zemní kotvy osazeny dynamometry. Dále do základů byly zabetonovávány tzv. pasivní – mrtvé kotvy s krátkými úseky závěsů, které vyčnívaly nad povrch základů. Jednalo se o přípravu pro vyvěšování oblouku. Při vyvěšování se závěsy k těmto koncům spojkovaly pomocí jednolanových spojek.

Paty oblouku byly navrženy jako masivní o půdorysných rozměrech 11 x 12 m, s maximální výškou 6,4 m. Pro zachycení značných vodorovných sil mají patky zazubenou základovou spáru. Jejich založení se nachází v úrovni zásobní hladiny vody nádrže. Betonáž probíhala ve třech fázích, kdy po sanaci podloží zejména na levém břehu, byla nejprve vybetonována spodní část základu, následně část základu směřující ke svahu a v poslední fázi část základu směřující k vodě. V této fázi z paty oblouku vyčnívalo vytrnování jak do zárodku oblouku, tak i do pilíře. K výstavbě jedné patky bylo nutné uložit 650 m<sup>3</sup> konstrukčního betonu a 250 m<sup>3</sup> výplňového – podkladního betonu. Vzhledem k tomu, že se jednalo o betonáže velkých masivních konstrukcí bylo nutné při betonáži co nejvíce eliminovat účinky odhydratačního tepla. Proto pro betonáž základových konstrukcí byl použit beton třídy C30/37–90d, kde množství cementu CEM II/B–S 32,5 R bylo jen 335 kg/m<sup>3</sup>. K ověření maximální teploty betonu a teplotního gradientu byla do základu osazena teplotní čidla. Měřeními se prokázalo, že nebyla překročena maximálně přípustná teplota v jádře průřezu 70 °C a byl splněn požadavek na teplotní gradient. Nejvýše naměřená teplota v jádře průřezu byla 57,4 °C.

Betonáž pilířů a opěr plynule navazovala na postupně dokončované základy. Pilíře půdorysného tvaru písmene „I“ byly betonovány pomocí klasického překládaného bednění od firmy ROLAND CZ. Výška betonářského záběru byla 4,5 m. Šířka pilířů je jednotná 4 m, tloušťka pilířů mimo oblouk je 1,5 m a na oblouku je 1,2 m. Celkově pilíře působí velice subtilním dojmem a dokonale zapadají do celkového návrhu mostu. Horní povrch bednění pilířů, ale i ostatních pohledových betonových konstrukcí, byl proveden otiskem hoblovaných prken, tak aby poskytoval jednotný architektonický vzhled povrchu betonu. Po odbednění byl beton zakryt PE folií, aby se zamezilo nadměrnému vysychání betonu a vyloučil se vznik nežádoucích trhlin. Do pilířů stojících na patách oblouku, respektive i do pylonů se postupně zabetonovávaly tzv. aktivní kotvy. Jejich poloha byla dána směrem budoucích závěsů pro technologii postupného vyvěšování oblouku.

#### **4. Druhá etapa výstavby (nosná konstrukce mimo oblouk a zárodky)**

Téměř po roce práce na spodní stavbě jsme se mohli pustit do druhé etapy výstavby, tj. do výstavby nosné konstrukce mimo oblouk a betonáže zárodků oblouku.

Nosná konstrukce byla navržena, jako dvoutrámová předepnutá konstrukce o rozpětích 20 až 24 m. Betonáž byla prováděna na pevné skruži, betonážní takt jednoho pole byl cca 21 dní. Ve čtyřech polích byla pevná skruž vytvořena z těžké podpůrné konstrukce PIŽMO a ocelových HEB nosníků. V ostatních případech byla použita lehká prostorová konstrukce ze systému ORTHO a MECCANO, a to i při betonáži nosné konstrukce nad

obloukem. Bednění mostovky bylo sestaveno ze sbíjených vazníků a hoblovaných prken. Mostovka byla betonována z betonu C 35/45. V polovině každého pole nosné konstrukce a nad podporou, jsou za účelem dlouhodobého sledování, předpínací výztuže osazeny tenzometry.

Tak aby bylo možné nasadit betonářský vozík pro betonáž jednotlivých lamel oblouku bylo nejprve nutné vybetonovat 0. lamelu, tzv. zárodek oblouku. Betonáž třímetrové lamely probíhala na pevné skruži. Podepření bylo sestaveno obdobně jako při betonáži nosné konstrukce, z lehké prostorové konstrukce ze systému ORTHO a MECCANO (obr. č. 2).



*Obr. 2 – Pevná skruž pro betonáž NK a betonářský vozík pro betonáž oblouku*

## **5. Třetí etapa výstavby (oblouk)**

Po vybetonování zárodku mohla přijít na řadu třetí etapa výstavby našeho mostu, tj. betonáž samotného oblouku. Tato etapa nám trvala bezmála jeden rok (obr. č. 3).



*Obr. 3 – Betonáž oblouku*



Oblouk byl betonován letmo s postupným vyvšováním kabelů, kotvených v pilíři P3, resp. P9 a v železobetonových dočasných pylonech postavených na nosné konstrukci nad těmito pilíři. Jak již bylo zmíněno výše, tak do pilířů a pylonů byly zabetonovávány aktivní kotvy, přes které byly závěsy napínány na potřebnou sílu. Každá lamela oblouku se vyvšovala pomocí dvojice závěsů kotvených do dřívků pilíře, respektive do pylonu a dvojicí zpětných závěsů směřujících do základů pilířů. Jednotlivá lana závěsů byla v místě základů, respektive lamel oblouku napojována pomocí jednolanových spojek na již zabetonované pasivní – mrtvé kotvy. Při vyvšování se používali 12 lanové a 19 lanové závěsy. Tyto závěsy byly tvořeny lanovými kabely z předpínacích lan, přičemž lana závěsů byla poplastována ve světlé barvě, tak aby byly co nejvíce eliminovány účinky od slunečního záření při výstavbě oblouku. Pro vyvšování oblouku jsme používali certifikovaný předpínací systém od firmy VSL.

Betonáž lamel z obou břehů Vltavy probíhala téměř symetricky s odstupem jedné lamely. Oblouk byl betonován z betonu třídy C45/55. Rychlost výstavby jedné lamely po odladění jednotlivých pracovních procesů dosahovala rychlosti 10 dní na jednu lamelu. Betonáž typické lamely probíhala v opakovaném cyklu, při němž se provádělo několik geodetických měření. Jejich výsledky byly zaslány projektantovi k vyhodnocení, aby mohl následně vydat co nejpřesnější souřadnice pro nastavení vozíku pro betonáž další lamely. Celý proces vyžadoval dokonalou součinnost stavby s projektantem, při kterém bylo nutné sledovat i síly v jednotlivých závěsech.

Letmá betonáž byla zajištěna betonářským vozíkem se spodní příhradovou konstrukcí (obr. č. 2). Posun vozíku byl zajištěn pojezdovými trojúhelníky, které byly vždy kotveny přes patní desku do stěn již vybetonované lamely. Veškeré ovládaní vozíku bylo zajištěno pomocí hydrauliky.

Oblouk byl propojen těsně před Vánoci 2023 betonáží poslední lamely. Tomu však předcházelo, po dobetonování 16. lamel, spuštění betonářských vozíků na pontony, sepnutí vahadel oblouku ocelovými nosníky a zřízení bednění poslední lamely.



Obr. 4 – Betonáž NK nad obloukem

## 6. Čtvrtá etapa výstavby (pilíře a nosná konstrukce nad obloukem)

Po vybetonování oblouku jsme mohli konečně přistoupit k poslední etapě výstavby, kdy jsme provedli nosnou konstrukci nad obloukem. Než k tomu však došlo, museli jsme vybetonovat spojovací klín mezi nosnou konstrukcí a obloukem, provést demontáž dočasných závěsů, dále demolice provizorních železobetonových pylonů a výstavba pilířů na oblouku. Tato fáze výstavby byla náročná zejména proto, že bylo nutné ji provádět v téměř absolutní symetrii z obou stran.

Železobetonové dočasné pylony byly betonovány tak, aby se usnadnila jejich rozebíratelnost. V průběhu jejich výstavby byly předem vytvořeny vodorovné spáry pomocí profilované separační fólie, kde při demontáži byla přerušena obvodová výztuž a jednotlivé bloky mohly být sneseny věžovým jeřábem.

Betonáž nosné konstrukce nad obloukem (obr. č. 4) probíhala symetricky v třítydenních intervalech. Celkem bylo nutné zabetonovat 7 polí nad obloukem.

do konstrukce zabetonovávány tenzometry s integrovanými teplotními čidly. Dále jsou do nosné konstrukce, za účelem možnosti dlouhodobého sledování chování předpínací výztuže, osazovány tenzometry v polovině každého pole a nad podporou.

## 7. Dokončovací práce

Před uvedení mostu do provozu bylo nutné ještě provést betonáž říms, aplikovat bezešvou stříkanou izolaci vč. ochrany z antivibračních rohoží, osadit mostní přepážky, namontovat zábradlí a v neposlední řadě dokončit práce na železničním spodku a svršku, tak aby nový most mohl být napojen na stávající železniční trasu (obr. č. 5). Naše práce byly ukončeny hlavní prohlídkou spojenou se statickou a dynamickou zatěžovací zkouškou.



Obr. 5 – Celkový pohled na most před dokončením

## Základní údaje o stavbě

Objednatel: Správa železnic, státní organizace  
Projektant: SUDOP PRAHA a. s.  
Supervize: Pontex, s. r. o  
Zhotovitel stavby: sdružení firem Metrostav a. s. a Metrostav TBR a. s.  
Doba výstavby: 8. 12. 2021 – 29. 11. 2024  
Cena stavby: 543 592 725 Kč

**Ing. Petr Sýkora**  
Metrostav TBR a. s.  
+420 728 243 924  
sykorap@m-tbr.cz

**Milan Špička**  
Metrostav a. s.  
+420 607 948 549  
milan.spicka@metrostav.cz

**Roman Šimáček**  
Metrostav TBR a. s.  
+420 606 634 722  
roman.simacek@m-tbr.cz

## **Novela TKP 25 B: Ochrana ocelových konstrukcí proti atmosférické korozi**

**Ing. Pavla Fialová, Ing. Milan Kučera,**  
Správa železnic, státní organizace

TKP je souborem standardních požadavků zadavatele stavby dráhy a stavby na dráze. Platí pro stavby a práce prováděné na dráhách ve vlastnictví státu a dále je lze uplatnit na dráhách jiných vlastníků, které provozuje Správa železnic na základě smluvního vztahu nebo rozhodnutí Drážního úřadu, resp. Dopravního a energetického stavebního úřadu.

1. července 2024 nabylo účinnosti nové vydání TKP Kapitoly 25 Protikorozní ochrana úložných zařízení a konstrukcí, část B: Ochrana ocelových konstrukcí proti atmosférické korozi, schválené generálním ředitelem Správy železnic, státní organizace, pod čj. 30359/2024–SŽ–GŘ–O13 dne 4. června 2024.

Novela reaguje na změny evropské technické legislativy a vnitřních předpisů Správy železnic, státní organizace. Datem účinnosti tohoto dokumentu se nahrazuje TKP Kapitola 25 – Část B: Ochrana ocelových konstrukcí proti atmosférické korozi, schválená dne 31. července 2001 a účinná od 1. listopadu 2001.

Členění je standardní jako u ostatních kapitol TKP. Aktualizace kapitoly nepřináší změny principiálního charakteru, nicméně některé novinky a upřesnění je vhodné zmínit.

Doplněna byla část věnovaná způsobilosti zhotovitele PKO. Kromě odborné praxe je pro pracovníky zpracovávající TePř (technologický předpis) a provádějících kontrolu PKO uveden požadavek na kvalifikaci v oboru protikorozní ochrany (Frosio, NACE, korozní inženýr KI).

Korozní agresivita atmosféry byla upravena podle novelizovaných evropských norem na stupně korozní agresivity atmosféry C1 až C5 a CX, přičemž v našem oboru působnosti se používají stupně C3, C4 a případně C5.

Rovněž životnost PKO, včetně upřesnění její definice, byla upravena dle normy ČSN EN ISO 12 944–1 na životnost střední S/M 7–15 let, vysokou V/H 15–25 a velmi vysokou VV/VH více jak 25 let. Nízká životnost N/L do 7 let se standardně neuvažuje. Požadovaná životnost se podle předpisu SŽDC S5/4 stanoví podle návrhové životnosti ocelové konstrukce. Pro návrhovou životnost konstrukce delší než 50 let se uvažuje životnost PKO velmi vysoká.

Upřesněny byly požadavky na ocelové konstrukce z hlediska jejich protikorozi ochrany, především na konstrukční uspořádání, přístupnost, stupně přípravy povrchu, řešení a zkoušení komorových a dutých prvků a podobně.

Vzhledem k vypuštění požadavku na tvrdost pálených hran z norem pro provádění ocelových konstrukcí byl do TKP doplněn požadavek na max. tvrdost hran 380 HV10.

Požadavky na navrhování PKO byly stanoveny pro jednotlivé projektové stupně, zejména se jedná o projektovou specifikaci PKO (projekt PKO). Názvosloví bylo doplněno podle evropských norem. U dokumentace zhotovitele PKO byly upřesněny požadavky na zpracování specifikace k provedení prací (TePř), kontrolní a zkušební plán KZP či na vedení záznamů o provádění PKO (natěračský deník).

Příprava povrchu, aplikace nátěrových a kovových povlaků zůstává v zásadě beze změny. Doplněny byly požadavky na protikorozi ochranu na montáži. Systém PKO na montážních stycích by měl být stejný jako na přilehlých plochách. Z technologických důvodů se doporučuje provést co nejvíce vrstev NH (včetně vrchní PUR vrstvy) na dílně. Ve stanovených případech (např. z estetických důvodů) se na montáži aplikuje dodatečný celoplošný sjednocující PUR nátěr, který zajistí jednotnost barevného odstínu. Tento požadavek musí být uveden v PDPS.

Průkazní zkoušky výrobků pro PKO se provádí podle OTP pro ochranné nátěrové systémy.

Nově jsou v příloze pro jednotlivé kontrolní procesy tabulkově uvedeny: normové podklady, kritéria vyhodnocení, četnost zkoušek a požadovaný výstup. Upřesněny byly také požadavky na kontrolní plochy.

Při projednání vzbudila největší diskuse problematika záruk. Tato kapitola podrobněji specifikuje záruční doby pro protikorozi ochranu s ohledem na typ konstrukce, návrhovou životnost a použitý ONS. Vychází ze záručních dob (5–10 let), které jsou všeobecně stanoveny v kapitole 1 TKP. Záruční doba 10 let se uplatňuje pro konstrukce s návrhovou životností OK větší než 50 let, kde se stanoví požadovaná životnost protikorozi ochrany (VV). U obnovy nebo celkové opravy protikorozi ochrany se stanoví záruční doba kratší, v rozmezí 5 až 10 let podle výchozího korozního stavu ocelové konstrukce a místních podmínek.

V přílohách předpisu je nově doplněn dotazník pro posouzení způsobilosti zhotovitele. Dále jsou zařazeny přílohy jako je obsah technologického předpisu a KZP, vzory protokolů o kontrolních plochách a konečného protokolu prací PKO.

Stejně jako ostatní kapitoly TKP lze najít aktuální znění TKP25B na internetových stránkách <https://typdok.tudc.cz/files/tkp/seznam.html>

**Ing. Pavla Fialová,**

Správa železnic, státní organizace, odbor 13,  
Oddělení mostů a tunelů  
+420 607 202 557  
fialova@spravazeleznic.cz

**Ing. Milan Kučera**

Správa železnic, státní organizace, odbor 13,  
Oddělení mostů a tunelů  
+420 602 705 896  
kuceram@spravazeleznic.cz

# Elektrizace trati vč. PEÚ Brno – Zastávka u Brna, 2. stavba, SO 04–19–10 T.ú. Střelice – Tetčice, most v km 5,610

Ing. Radim Bílek, Ing. Radek Vévoda, Ing. Petr Dobeš, Ing. Petr Štásta,  
Ing. Gabriela Šoukalová, FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

## 1. Úvod

V rámci elektrizace trati Brno – Zastávka u Brna došlo ke zdvoukolejnění trati, kdy hlavní výluka probíhala od května roku 2024 po dobu pěti měsíců. Firma FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. realizovala celý most, který se nachází v extravilánu mezi zastávkou Omice a železniční stanicí Tetčice, jehož součástí byla nová ocelová konstrukce, která nahradila starou jednokolejnou nýtovanou příhradovou konstrukci. Výroba ocelové konstrukce–Langerův trám s dolní ortotropní mostovkou vyztuženou obloukem uzavřeného průřezu probíhala na konci roku 2023 v mostárně Firesty.



Obr. 1 – Původní konstrukce

## **2. Původní konstrukce**

Původní nýtovaná příhradová ocelová konstrukce přes řeku Bobravu s úhlem křížení 36° byla osazena roku 1986. Byla tvořena ocelovou příhradovou konstrukcí s dolní prvkovou mostovkou. Délka původní nosné konstrukce činila 32,45 m. Spodní stavbu tvořily masivní betonové opěry s prostými betonovými základy a úložnými prahy z železobetonu. Křídla opěr byla masivní, rovnoběžná.

Závadami mostu byly postižené nosné části, včetně zábradlí a ložisek, které vykazovaly silnou korozi. Mostnice byly vyhnílé a pod některými chyběla sedla. Beton spodní stavby byl místy zdegradovaný, s korodující výztuží. Při průjezdu vlaku byl zaznamenán silný pokles mostnic.

## **3. Koncepce nové ocelové konstrukce**

Při elektrizaci trati vč. PEÚ Brno – Zastávka u Brna došlo také ke zdvoukolejnění trati. Z důvodu šikmého křížení s vodním tokem a požadavku Povodí Moravy na minimální rezervu mezi návrhovou hladinou a nejnižší hranou ocelové konstrukce 500 mm bylo nutné provést zdvih nivelety o 1091 mm. Po akceptaci všech podmínek bylo nezbytné zvětšit rozpětí nové ocelové konstrukce oproti stávající o cca 10 m.

## **4. Popis konstrukce mostu**

### **Nosná konstrukce mostu**

Nosná konstrukce mostu je tvořena plnostěnnými trámy truhlíkového průřezu vyztuženými obloukem uzavřeného průřezu s vějířovitě rozmístěnými táhly, tzv. Langerův trám.

- Rozpětí nosné konstrukce: 42,0 m
- Celková délka ocelové konstrukce: 42,93 m
- Výška: 9,235 m
- Celková šířka: 11,412 m
- Konstrukce nemá ztužené oblouky

### **Trámy hlavního nosníku**

- Truhlíkový průřez s konstantní geometrií
- Vnější stěna: 12 mm
- Vnitřní stěna: 14 mm
- Horní a dolní pásnice: 25 mm
- Trámy jsou vyztuženy diafragmatem tloušťky 14 mm, zesíleným na 25 mm v místě napojení táhel.
- Táhla jsou napojena na diafragmata pomocí plechu tloušťky 40 mm



## **Mostovka**

- Plech: tloušťka 14 a 20 mm
- Příčný sklon: 3,5 % u hlavního nosníku, 2,0 % klesá směrem k úžlabí
- Podélné vyztužení: 12 podélnými korýtkovými výztuhami tl. 8mm s osovou vzdáleností 750 mm
- Příčníky: tvar obráceného T–profilu, výšky 1025 mm, uprostřed a 900 mm, vzdálenost 2100 mm

## **Oblouky a táhla**

- Uzavřený průřez: 790 mm (výška), 800 mm (šířka)
- Horní a dolní pásnice: plech tl. 30 mm
- Stěny: plech tl. 25 mm
- V místech táhel jsou vloženy výztuhy tl. 30 mm, na kterých jsou připojeny styčnickové plechy táhel tl. 40 mm.
- Na každý hlavní nosník je navrženo 5 táhel kruhového průřezu Ø97 mm, rozmístěna vějířovitě.
- Táhla jsou připevněna čepovými přípoji ke styčnickovým plechům na obloucích a hlavních nosnících, jsou rektifikovatelná s koncovými hlavicemi.

## **Ložiska**

Nosná konstrukce je osazena na 4 kusech kalotových ložisek.

## **Dělení nosné konstrukce**

Montážně byla ocelová konstrukce rozdělena na 22 dílců:

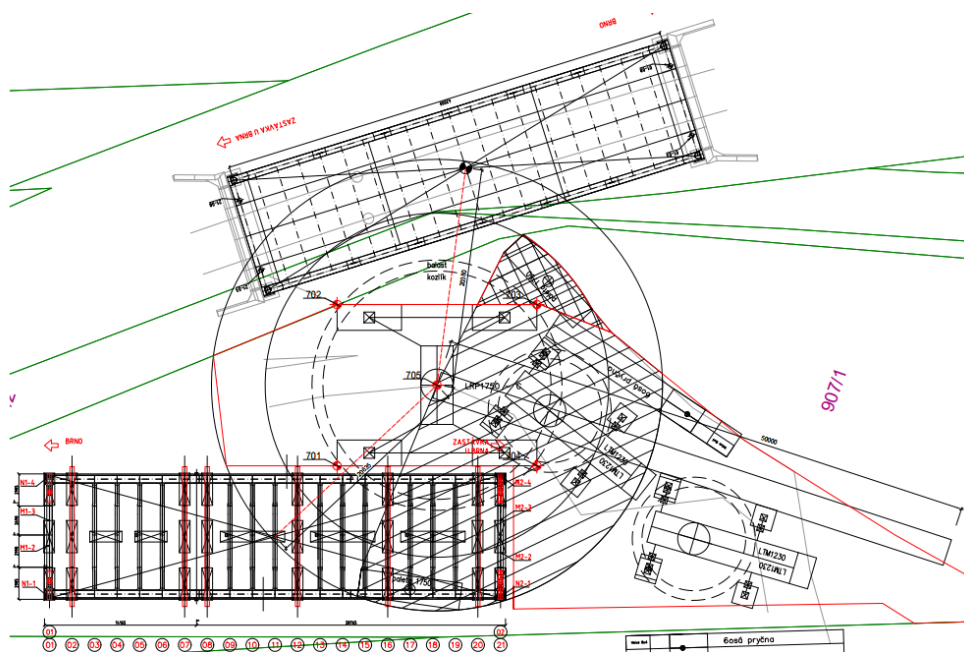
- mostovka 4 ks
- trámy 4 ks
- oblouky 4 ks
- táhla 10 ks

## **5. Výroba ocelové konstrukce**

Výroba probíhala v mostárně společnosti FIRESTA. Plechy pro vlastní výrobu ocelové konstrukce vyrobili Vítkovice steel a.s. Pro výrobu bylo spotřebováno cca 280 tun oceli. Svary byly kontrolovány vizuálně, metodami UT a TOFD a tlakovými zkouškami. Před zahájením dílenských nátěrů byla vždy provedena dílenská přejímka v černém stavu. Celkem proběhly dvě dílenské přejímky. Všechny ocelové díly nosné konstrukce byly opatřeny protikorozní ochranou a typ barvy byl zvolen DB. Zajímavostí je barevná kombinace ocelové konstrukce, kdy mostovka a oblouky jsou v odstínu modré a táhla jsou zelené. Tato kombinace má připomínat znak obce Tetčice.

## 6. Montáž ocelové konstrukce

Výluka kolejí byla plánována v rozsahu 5 měsíců. Původní představa projektu byla, že montáž proběhne přímo v otvoru ve zvednuté poloze na bárkách umístěných v korytě řeky. Firma Firesta se nedomnívala, že délka výluky umožňuje demontáž OK, vybourání staré spodní stavby a montáž nové OK v otvoru při dokončování nové spodní stavby. A proto přišla s řešením předmontáže na místě souběžném s místní komunikací, kde se nacházela černá skládka zeminy. Ta byla odstraněna a na jejím místě vznikla předmontážní plošina pro novou ocelovou konstrukci a pásový jeřáb Liebherr LR 1750. Předmontáž ocelové konstrukce byla započata začátkem března roku 2024, v dostatečném předstihu, před zahájením výluky, tak aby spodní stavba nebyla svařováním ocelové konstrukce nijak omezena. Na předmontážní plošině vznikl montážní rošt pro svaření mostovkové části a hlavních nosníků. Následně byly postaveny bárky z dílců PIŽMO pro podepření oblouku. Po svaření oblouku byl oblouk uvolněn z podepření a bárky demontovány. Vše bylo připraveno pro instalaci táhel, která byla již z dílny opatřena tenzometry, aktivace táhel proběhla pomocí tenzometrů s aplikací síly 20 KN. Následně proběhlo uvolnění mostovkové části z montážního roštu a ocelová konstrukce byla podepřena jen v ose uložení. Takto připravená konstrukce čekala na vložení do otvoru až do poloviny srpna roku 2024.



Obr. 2

## 7. Demontáž ocelové konstrukce

Po zahájení výluky v květnu 2024 byly zahájeny práce na demontáži původní ocelové konstrukce. Bylo nutné podepření ve třetinách rozpětí. Nejprve byla konstrukce odstrojena od železničního svršku, mostnic, chodníkových plechů, podélníků a ztužení. Jeřábem byla postupně snesena nosná část, horní pás byl rozdělen na třetiny a dolní pásy následně také. Po snesení stávající konstrukce byly zahájeny bourací práce na opěrách.



## 8. Spodní stavba

Most je založen na pilotách o průměru 1200 mm. Pod každou opěrou bylo zřízeno 7 pilot, tedy celkem 14 kusů, s délkou až 10,8 m. Paty pilot byly vetknuty do skalní horniny R3.

Čtyři piloty pod každou opěrou byly vybaveny tenzometry na spodní části výztuže pro sledování sedání během výstavby. Sledování probíhalo během stavby a vyvrcholilo zatěžovacími zkouškami. Výsledky měření byly následně vyhodnoceny projektantem.

Spodní stavba sestává ze železobetonových opěr O 01 a O 02, rozdílně výškově založených, což vyplynulo z prostorového uspořádání a polohy nosné konstrukce. Opěra O 01 má pravé křídlo ve směru staničení rovnoběžné a levé šikmé svahové. Opěra O 02 má pravé křídlo ve směru staničení šikmé svahové a levé rovnoběžné. Poloha šikmých křídel vyplynula z polohy řeky Bobravy.

Na úložných prazích jsou v místě ložisek ložiskové bloky–hrobečky pro instalaci ložisek. Součástí spodní stavby jsou i vývody pro měření bludných proudů a destičky pro jiskřiště.



## 9. Systém vodotěsné izolace (SVI)

Na ocelové konstrukci byla aplikována bežešvá vodotěsná izolace MasterSeal M811 (Sikalastic M811) s tloušťkou 5 mm na vodorovných plochách a 3 mm na svislých plochách.

## 10. Ochranná vrstva SVI

Na izolaci byla aplikována ochranná vrstva z gumových desek Regutec o tloušťce 10 mm. Desky byly pokládány na sraz podle kladečského plánu a upevněny polyuretanovým tmelem PU 50 TC.



## **11. Závěr**

Po dokončení SVI byl proveden železniční svršek a zatěžovací zkouška, která potvrdila připravenost mostu k provozu. Zkouška byla provedena dvěma traťovými jeřáby EDK.

Děkujeme všem účastníkům výstavby a zejména zástupcům objednatele za konstruktivní přístup a flexibilitu při změně postupů realizace stavby, která zajistila kvalitní přípravu ocelové konstrukce a uvolnila časový prostor pro výstavbu nové spodní stavby.

Zdvoukolejnění trati přispěje k efektivnější dopravě a nový most s průběžným kolejovým ložem umožní vyšší traťovou rychlost, zároveň sníží náklady na údržbu trati a zajistí vyšší komfort cestujících.

**Ing. Radim Bílek, Ing. Radek Vévoda, Ing. Petr Dobeš,  
Ing. Petr Štásta, Ing. Gabriela Šoukalová**  
FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.  
Mlýnská 68, 602 00 Brno  
[www.firesta.cz](http://www.firesta.cz)

# Problematika podrobných prohlídek

Ing. Luboš Dejmek, Správa železnic, státní organizace



## 1. Úvod

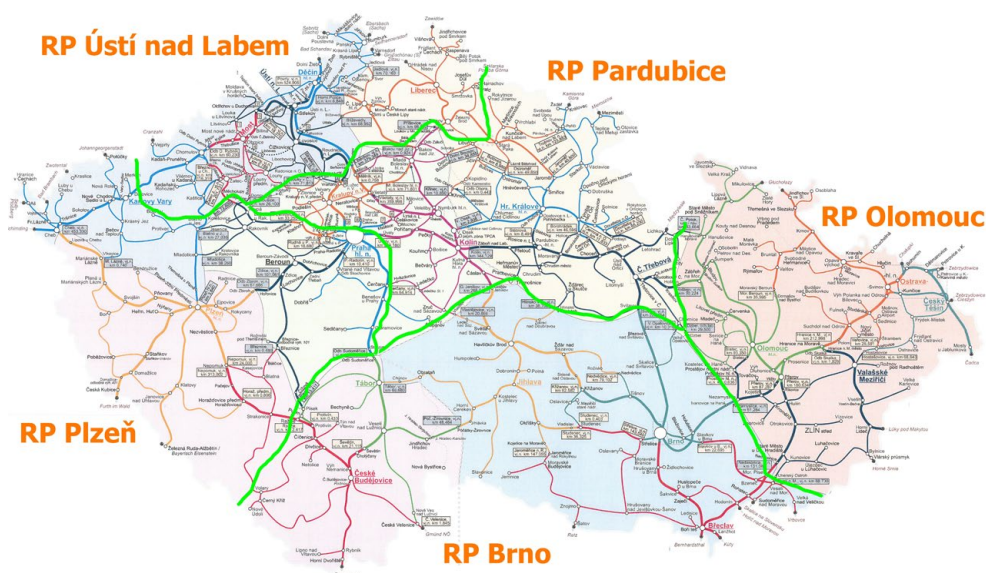
V železniční síti je více jak 6700 mostů. Na každém z nich se dle vyhlášky MD č. 177/1995 Sb. a předpisu SŽDC S5 Správa mostních objektů provádí běžná prohlídka, kterou správce objektu vykonává každoročně, a dále podrobná prohlídka (PPM) v tříletých cyklech. Právě PPM spadá do gesce Centra techniky a diagnostiky (CTD), konkrétně do specializovaného střediska Diagnostiky mostních objektů (DMO). Středisko DMO se dále skládá ze tří oddělení:

- Oddělení diagnostika mostních objektů (ODMO)
- Oddělení provozu mostní inspekční jednotky (OPMIJ)
- Oddělení expertních činností na mostních objektech (EČMO)

## 2. Oddělení Diagnostiky mostních objektů

Zajišťuje a provádí podrobné prohlídky mostů, lávek a objektů s konstrukcí mostům podobnou ve správě Správy železnic, státní organizace. Oddělení je rozděleno na 5 regionálních pracovišť – Brno, Olomouc, Pardubice, Plzeň a Ústí nad Labem (rozložení působnosti jednotlivých pracovišť viz obr. 1).

Každé regionální pracoviště má 4 pracovníky, kteří musí za rok provést podrobnou prohlídku průměrně na 450 objektech. Všichni pracovníci jsou vyškolení na práci ve výškách a nad volnou hloubkou pro pohyb v konstrukci. Minimálně dva pracovníci jsou navíc školeni pro práci na laně. U prohlídek složitějších objektů, případně v místech s intenzivní dopravou pod objektem, pracovníkům DMO vypomáhá Hasičský záchranný sbor Správy železnic (HZS SŽ). Ten zajišťuje například řízení dopravy pod objektem anebo zpřístupnění míst těžko dosažitelných. Nově jsou jednotky HZS SŽ vybaveny drony, které napomáhají například při kontrole oblouku Langerova trámu u elektrifikovaných tratí, čímž minimalizují potřebu trakčních výluk.

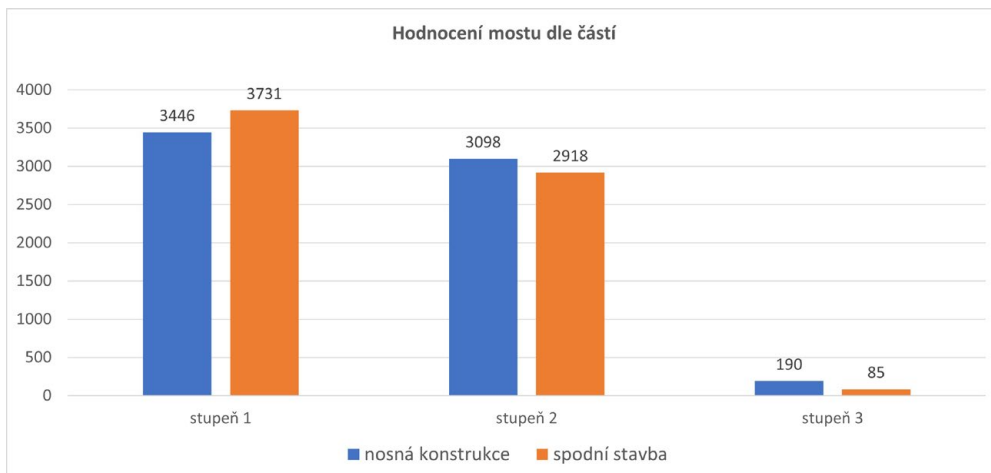


Obr. 1 – Působnost regionálních pracovišť

Podrobná prohlídka mostů, lávek a objektů s konstrukcí mostům podobnou zahrnuje:

- Vizuální kontrolu polohy a základních rozměrů objektu za účelem identifikace objektu.
- Vizuální prohlídku jednotlivých částí objektu s cílem zjištění stavu, všech závad a poruch na každé jednotlivé části objektu, jejich záznam a pořízení fotodokumentace, vyhodnocení a kvantifikaci za účelem návrhu hodnocení stavebního stavu v protokolu o podrobné prohlídce.

- Zhodnocení stavu jednotlivých částí objektu a zjištěných závad a poruch z hlediska závažnosti a vlivu na provozuschopnost a bezpečnost kolejového provozu. Do hodnocení je nutno zahrnout i možný vliv cizích stavebních objektů v bezprostřední blízkosti, které mají přímý vliv na bezpečnost kolejového provozu.
- Zpracování protokolu o podrobné prohlídce a fotodokumentace v rozsahu schématu objektu, tj. dle jednotlivých nosných konstrukcí a částí spodní stavby, včetně návrhu hodnocení stavebního stavu těchto částí a celkového hodnocení stavebního stavu daného objektu (viz graf 1).



Graf 1 – Hodnocení stavebního stavu objektu ve správě Správy železnic k 13. 12. 2024

U každé jednotlivé poruchy se sleduje její poloha, rozměr a vývoj v čase (viz obr. 2). V případě nepříznivého rozvoje poruchy je správce objektu neprodleně informován. Stejně tak v případě závad a poruch ohrožujících bezpečnost provozu a osob na či pod objektem.



Obr. 2 – Rozvoj trhliny v opěře v letech 2016, 2019, 2022



### 3. Oddělení provozu mostní inspekční jednotky

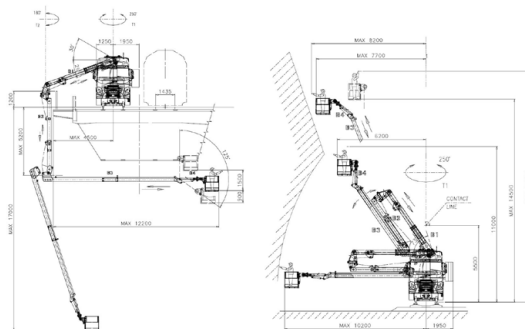


Obr. 3 – Jednotka MIJ na mostě přes kanál v Lužci nad Vltavou

Mostní inspekční jednotka (MIJ) je speciální dvoucestné vozidlo určené k podpoře podrobných prohlídek a expertních činností na mostních objektech (viz obr. 3). Toto vozidlo usnadňuje díky dvoucestnému provedení ve spojení se speciální nástavbou bezpečný přístup k částem mostních objektů, které dosud bylo možné zkontrolovat jen za velice obtížných podmínek. Bezpečné prostředí pracovního koše umožňuje provádět na mostech podrobná měření a speciální diagnostiku s cílem objektivního posouzení stavu mostní konstrukce. V pracovním koši jsou pro očištění objektu a následné použití ručního nářadí instalovány zásuvky 230 V a 380 V, přípojky tlakové vody i tlakového vzduchu. Na vozidle je osazena nástavba – mostní inspekční jednotka s pracovním košem typu AB 12 COMBI firmy BARIN. Nástavba je uzpůsobena pro dva režimy práce (viz obr. 4):

- Režim „Nad mostem“, s dosahem pracovního koše až 16m od nivelety koleje/vozovky.
- Režim „Pod mostem“, s dosahem až 17 m pod niveletou koleje/vozovky.

Oddělení se skládá z 5 pracovníků, z toho jsou 2 strojníci (řidiči/strojvedoucí), 2 jsou diagnostici mostních objektů a 1 technický pracovník koordinující plány výluk, přípravu lokalit pro nasazení MIJ. Na základě požadavku GŘ a OŘ spolupracuje MIJ i při hlavních prohlídkách a prohlídkách dalších staveb a zařízení dopravní cesty (portály tunelů, opěrné a zárubní zdi atd.).



Obr. 4 – Schéma pracovního dosahu MIJ v jednotlivých režimech

#### 4. Oddělení Expertních činností na mostních objektech (EČMO)

Hlavní činností oddělení EČMO je zajištění diagnostiky a stanovení parametrů zatížitelnosti a přechodnosti stávajících mostních objektů. Dále vyhodnocuje a povoluje mimořádné zásilky a mimořádné přechodnosti, zatřídí železniční vozidla do traťových tříd a spravuje technickou knihovnu mostních objektů a tunelů, včetně historických dokumentů.

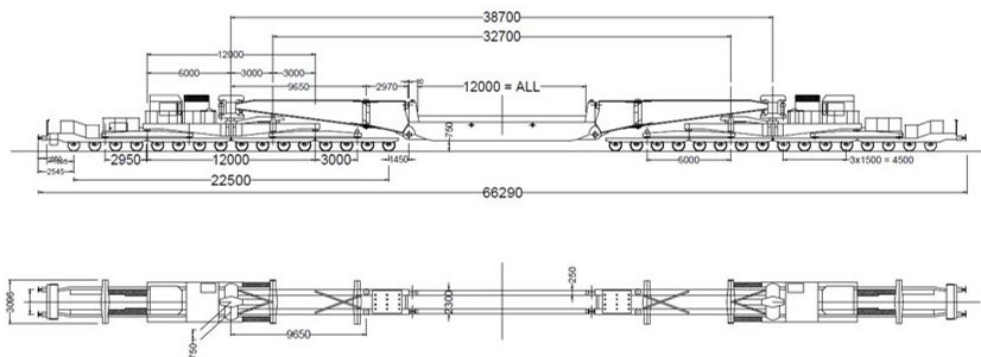
Znalost parametru zatížitelnosti a přechodnosti je nutná při povolování provozu a při povolování mimořádných zásilek. Pro získání parametru přechodnosti a zatížitelnosti se postupuje dle předpisu SŽ S5/1 – Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů. Diagnostika se ve většině případů provede s podrobnou prohlídkou mostu. Pokud se dochovala archivní dokumentace, provede se ověření rozměrů se skutečností a korozní průzkum. Pokud se dokumentace nedochovala je nutné celý objekt přeměřit včetně korozního průzkumu. U kleneb je nutné provést ověření tloušťky klenby pomocí vrtu s využitím endoskopu. V případě železobetonových konstrukcí se ověřuje skutečná poloha výztuže pomocí georadaru a průměr výztuže pomocí profometru. Vlastnosti materiálu se nejprve získávají nedestruktivními metodami (Schmidtovo kladivo, Kučerova vrtačka, tvrdoměr KT-C se sondou typu G). Hodnoty pevnosti oceli jsou převzaty z předpisu SŽ S5/1. Pokud objekt vyjde nepřechodný, přistoupí se k přesnějším destruktivním zkouškám. Oddělení je vybaveno výpočtovými softwary založených na metodě MKP. Výstupem je tabulka zatížitelnosti objektu dle předpisu SŽ S5/1 – příloha E.

Pracovníci EČMO jsou i konzultanti pro pracovníky správy mostů a tunelů OŘ v oblasti přepočtů od cizích právních subjektů.

Údaj zatížitelnosti využívá přechodnostník Správy železnic pro povolování mimořádných zásilek a přeprav (viz obr. 5). Pokud údaj zatížitelnosti zná, porovná účinky zatížení vyvolané normovým vlakem LM71 s mimořádnou zásilkou. Pokud tento údaj nelze dohledat, porovná se poměr účinků zatížení s traťovou třídou zatížení a přidruženou rychlostí, která je na dané trati povolena. Pokud poměr vychází nepříznivě, případně jsou pochyby o stavu objektu, lze snížit rychlost přepravy, případně je možné přepravu zakázat a najít alternativní trasu.



Obr. 5.1 – Příklad mimořádné přepravy



Obr. 5.2 – Příklad mimořádné přepravy

Pracovníci EČMO jsou školeni pro práci ve výškách a nad volnou hloubkou včetně práce na laně, a proto zajišťují korozní průzkumy na vybraných objektech a spolupracují při statických a dynamických zkouškách objektů (viz obr. 6), úzce spolupracují s odborníky z univerzit a s oddělením mostů a tunelů na GŘ. Současně vypomáhají regionálním pracovištím oddělení DMO s podrobnými prohlídkami mostů.



Obr. 6 – spolupráce oddělení EČMO na mostě u Vranovic při osazení měřících zařízení pro studijní zkoušku

**Ing. Luboš Dejmek**  
Správa železnic, státní organizace  
+420 724 332 775  
Dejmek@spravazeleznic.cz

# Příprava předpisu Vzorové listy světlých tunelových průřezů

Ing. Michal Hnilička, Mott MacDonald CZ, spol. s r. o.

## Anotace

Příspěvek se zabývá nově vznikajícím předpisem Vzorové listy světlých tunelových průřezů, který je v současné době zpracováván pro Správu železnic. Vzorové listy budou řešit příčné řezy tunelových staveb, jak na konvenčních, tak na vysokorychlostních tratích až do rychlosti 350 km/h, budou obsahovat řezy jak pro konvenčně ražené tunely, tak pro tunely prováděné pomocí TBM a také pro hloubené tunely. Po dokončení nahradí současné vzorové listy Světly tunelový průřez jednokolejného a dvoukolejného tunelu, které byly vydány v letech 2010–2011. V příspěvku jsou uvedeny základní parametry, které ovlivňují vznikající příčné řezy, a především je popsáno aerodynamické posouzení, které má při vyšších rychlostech zásadní vliv na velikost příčného profilu tunelu.

## 1. Úvod

Vzhledem k členitosti krajiny České republiky jsou tunelové stavby nepostradatelnou součástí železničních tratí a jejich význam v rámci přípravy železničních spojení je stále významnější. V současné době probíhá jak příprava modernizací stávajících konvenčních tratí, tak především intenzivní plánování vysokorychlostních tratí po celém území ČR. Protože tento rozvoj nevyhnutelně vede ke vzniku velkého množství tunelových staveb, zadala Správa železnic v loňském roce zpracování aktualizace stávajících Vzorových listů světlých tunelových průřezů.

## 2. Rešerše zahraničních předpisů

Součástí zadání aktualizace vzorových listů bylo zpracování rešerše obdobných zahraničních předpisů. V rámci této práce byly vyhledávány předpisy u správců železniční infrastruktury v Anglii, Polsku a Francii, ale dle dostupných informací nemají tyto správci vypracovány

žádnou obdobu vzorových listů. Naopak se podařilo získat předpisy zabývající se návrhem tunelových staveb ze Španělska, Rakouska, Švýcarska a Německa.

## **2.1 Španělsko**

Španělský předpis pro železniční tunely Norma ADIF PLATAFORMA NAP 2–3–1.0 Túneles předepisuje základní požadavky na železniční tunely od příčného profilu, přes základní požadavky k výstavbě, konkrétním geologickým problémům a požární bezpečnosti (úniky, záchranná místa, vodovod apod.) až po nejčastěji používané vzorové příčné řezy tunelů s tím, že předpokládá jejich adaptaci dle podmínek konkrétní stavby. Projektant z těchto řezů vychází a je povinen před zahájením dalších prací předložit kompletní příčný řez s vysvětlením odchylek k posouzení.

## **2.2 Německo**

Předpis německých drah Richtlinie 853 Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten (Plánování, výstavba a údržba železničních tunelů) je velmi rozsáhlý dokument, který řeší tunelové stavby na železniční síti do rychlosti 300 km/hod. Předpis obsahuje vzorové příčné řezy tunelů s tím, že jejich použití je závazné. V případě nutnosti jejich adaptace dle podmínek konkrétní stavby je projektant povinen před zahájením dalších prací předložit kompletní příčný řez s důvodovou zprávou ke schválení.

## **2.3 Švýcarsko**

Ve Švýcarsku platí pro tunelové stavby norma SIA 197/1:2003 Projektierung Tunnel – Bahntunnel (Projektování tunelů – Železniční tunely). Norma neobsahuje žádné vzorové příčné řezy železničních tunelů a požadavky na velikost profilu řeší obecnými pokyny a odkazem na mezinárodní předpis UIC Code 779–11 Determination of railway tunnel cross-sectional areas on the basis of aerodynamic considerations (Stanovení světlych plochy příčných řezů železničních tunelů na základě aerodynamického posouzení).

## **2.4 Rakousko**

Předpis rakouských drah Richtlinien für das Entwerfen von Bahnanlagen Hochleistungsstrecken (Směrnice pro navrhování vysoce výkonných železničních systémů) řeší kompletní návrh železničních tratí, které mají zvláštní význam pro efektivní mezinárodní nebo místní dopravu. Platnost je omezena na konstrukční rychlost 200 km/h (maximální provozní rychlost 250 km/h). Dodatek 3 tohoto předpisu obsahuje 16 výkresových příloh vzorových příčných řezů jak raženého, tak hloubeného tunelu.

Z rešerše těchto předpisů vyplynulo, že obdobný komplexní předpis jako jsou vzorové listy je z dostupných dat zpracovaný částečně v Rakousku, a především v Německu, odkud bylo zpracování stávajících vzorových listů inspirováno. Zároveň je evidentní, že je ve všech státech kladen důraz na vliv aerodynamických efektů a je nutné se s nimi při návrhu tunelových staveb podrobně zabývat.

### **3. Aerodynamické efekty**

U realizovaných tunelových staveb u nás i v zahraničí se ukazuje nutnost posouzení vlivu průjezdu vlakové soupravy tunelem. V závislosti na rychlosti, příčném řezu soupravy a světlem řezu tunelu je souprava spolu s cestujícími a případně i vybavení tunelové trouby (např. dveře do únikových cest) vystaveno aerodynamickým efektům, které se projevují jako změny tlaku vzduchu. Ve dvoukolejném tunelu dále dochází ke skládání změn tlaku způsobených protisměrně jedoucimi soupravami.

Jak se takto vyvolané změny tlaku v tunelu projeví uvnitř soupravy závisí na tlakotěsnosti dané soupravy. U netlakotěsné soupravy se tlakové změny ve vnějším prostředí soupravy projevují prakticky ihned ve vnitřním prostoru soupravy. U tlakotěsné soupravy pak dochází ke zpoždění v závislosti na míře utěsnění vlaku, což přináší snížení výrazných krátkodobých výkyvů tlaku.

Vliv na cestující při průjezdu tunelem je posuzován v rámci hodnocení změny tlaku v čase. Základním parametrem je zdravotní kritérium pro maximální kolísání tlaku způsobené průjezdem vlaku jedoucím v tunelu maximální povolenou rychlostí, které je dáno Nařízením komise (EU) o technických specifikacích pro interoperabilitu subsystému infrastruktura železničního systému v Evropské unii (TSI INF). Změna tlaku nesmí během doby průjezdu vlaku tunelem přesáhnout hodnotu 10 kPa. Dále se posuzují tzv. kritéria komfortu pro cestující, která nejsou předpisy striktně požadována a jejich specifikace je na správci infrastruktury.

Dalším aerodynamickým efektem průjezdu soupravy tunelem jsou mikro–tlakové vlny, které vznikají, když čelo vlaku vjede do tunelu. Tím se vytvoří tlaková vlna, která se tunelem šíří rychlostí zvuku. U druhého portálu dojde k vyrovnání tlaku, ale menší část této vlny vychází z tunelu a šíří se ven v podobě impulsní mikrotlakové vlny. Mikrotlaková vlna působí jako aerodynamický (sonický) třesk, který může způsobit hlukové znečištění (dunivý hluk a vést k drnčení konstrukcí) v okolí portálu tunelu.

Z pohledu energetiky je velmi důležitý jízdní odpor v tunelu, kdy při jízdě vlakové soupravy tunelem dochází, v porovnání s jízdou otevřenou krajinou, vlivem stísněného prostoru k nárůstu jízdního odporu. Tento vliv je vyjádřen takzvaným tunelovým faktorem a je to poměr mezi odporem v tunelu a odporem na volné trase.

### **4. Stávající vzorové listy**

Stávající vzorové listy Světly tunelový průřez jednokolejného tunelu byly vydány v roce 2010 a Světly tunelový průřez dvoukolejného tunelu v roce 2011. Oba tyto předpisy byly zpracovány podle tehdy platné verze německého předpisu Richtlinie 853 – Plánování, výstavba a údržba železničních tunelů. Tento předpis obsahuje vzorové listy, ze kterých byla převzata rychlostní pásma a zároveň byly použity i obdobné rozměry světlého průřezu za účelem splnění požadavků na aerodynamické efekty při průjezdu soupravy tunelem, aby nebylo nutné zpracovávat velmi časově náročné aerodynamické výpočty.

Kromě základního dělení na jednokolejné a dvoukolejné tunely jsou stávající vzorové listy rozděleny na tři rychlostní intervaly, ve kterých se zároveň mění i osová vzdálenost v případě dvoukolejného tunelu, viz tab. 1. Pro tato rychlostní pásma je vždy vypracován jeden vzorový příčný řez s kolejovým ložem a jeden s pevnou jízdni dráhou. V případě jednokolejných tunelů jsou navíc uvedeny také varianty provádění tunelu mechanizovanou ražbou (TBM).

Tab. 1 – Souhrn stávajících VL

Rychlostní interval [km/hod]	VL jednokolejného tunelu		VL dvoukolejného tunelu	
	Způsob výstavby	Plocha příčného řezu nad TK [m <sup>2</sup> ]	Plocha příčného řezu nad TK [m <sup>2</sup> ]	Osová vzdálenost kolejí [mm]
0 – 160	Konvenční ražba	47,32	73,92	4000
	Mechanizovaná r.	50,56		
161 – 230	Konvenční ražba	52,44	78,68	4200
	Mechanizovaná r.	53,56		
231 – 300	Konvenční ražba	60,38	89,95	4500
	Mechanizovaná r.	61,20		

## 5. Základní požadavky na vzorové listy

Nové vzorové listy světlych tunelových průřezů budou řešit jednokolejné a dvoukolejné tunely v rámci jednoho předpisu a budou obsahovat příčné řezy tunelových staveb na konvenčních i vysokorychlostních tratích až do rychlosti 350 km/h. Řezy budou rozděleny do několika rychlostních pásem a v každém pásmu budou uvedena řešení pro konvenčně ražené tunely (s klenbou), pro tunely prováděné pomocí TBM a také pro hloubené tunely (rámová konstrukce). Vzorové listy budou zpracovány pro kolejové lože i pevnou jízdni dráhu. Pro všechny světlé tunelové řezy bude provedeno aerodynamické posouzení a bude prokázáno splnění zdravotního kritéria 10 kPa dle TSI INF a dále dodržení kritérií komfortu pro cestující.

## 6. Parametry použité pro tvorbu vzorových listů

### 6.1 Délka tunelu

Připravovaný předpis Vzorové příčné řezy světlych tunelových profilů budou platné jen do určité délky tunelů (pravděpodobně 10 km). Nad tuto délku se už jedná o specifické technické řešení, které vyžaduje individuální posouzení z pohledu aerodynamiky, trakční energie, větrání a požární bezpečnosti.

### 6.2 Osová vzdálenosti

Pro tvorbu příčných řezů dvojkolejného tunelu budou použity osové vzdálenosti vyplývající z ČSN 73 6320 – Změna Z1 (2021) Prostorová průchodnost na dráze celostátní, dráhách regionálních a místních a vlečkách normálního rozchodu – Národní požadavky, viz tab. 2.

Tab. 2 – Normální osová vzdálenost kolejí dle ČSN 73 6320–Z1

Maximální povolená rychlost [km/hod]	Normální osová vzdálenost kolejí [m]
$V \leq 200$	4,00
$V = 200$	4,20
$200 < V \leq 360$	4,50

### 6.3 Průjezdny průřez

Pro všechny vzorové příčné řezy je použit základní kinematický průjezdny průřez odvozený od mezinárodního referenčního profilu GC dle ČSN 73 6320 – Změna Z1, který se uplatňuje při novostavbách a rekonstrukcích celostátních a regionálních drah. Profil bude doplněn nástavcem průjezdného průřezu pro elektrizované tratě.

### 6.4 Rychlostní pásma

Pro aerodynamická posouzení byla zvolena rychlostní pásma s následujícími hraničními hodnotami:

- 160 km/h – Minimální řešená rychlost.
- 200 km/h – Základní limitní hodnota především pro dvojkolejné tunely určujících osovou vzdálenost kolejí dle ČSN 73 6320 – Změna Z1 (2021). Tato hranice vychází také z ČSN EN 14067–5, kde je pro rychlosti nad 200 km/h požadováno posouzení vzniku mikrotlakové vlny v tunelu.
- 230 km/h – Jedná se hraniční hodnotu z pohledu aerodynamických charakteristik vlakových souprav.
- 250 km/h – Při této rychlosti už TSI INF požaduje řešit odlétávání šterku železničního svršku vyvolané aerodynamickými efekty při průjezdu soupravy.
- 270 km/h – Jedná se o rychlost, při které byly problémy s odletováním šterku železničního svršku sledovány.
- 300 km/h – Běžně užívaná hraniční hodnota.
- 350 km/h – Maximální řešená rychlost.

### 6.5 Železniční svršek

Vzorové listy uvažují stejný světly průřez pro obě varianty řešení železničního svršku, tedy jak konstrukce s kolejovým ložem, tak konstrukce typu pevná jízdní dráha. Volba velikosti příčného řezu tak není ovlivněna řešením kolejového svršku, který se může v rámci vývoje projektu měnit.

### 6.6 Pojistny prostor

Stávající požadavek na pojistny prostor vychází z ČSN 73 7508 Železniční tunely (platnost normy je do rychlosti 160 km/h), kde je minimální šířka pojistného prostoru stanovena



jednotně 300mm pro jednokolejné i dvoukolejné tunely. Tato hodnota byla převzata také do stávajících vzorových listů pro všechna rychlostní pásma i způsoby výstavby a je zde uvedeno, že jde o rezervní prostor pro dodatečné vestavění konstrukcí při opravě tunelu, pro přetvoření ostění a odchylky při výstavbě díla.

V rámci projednání vzorových listů bylo rozhodnuto, že pojistný prostor pro dodatečné opravy je pro současné technologické možnosti nadbytečně velký a zároveň, že je potřeba specifikovat odchylky při výstavbě, které se nemohou započítávat do aerodynamického posouzení. Pojistný prostor byl proto stanoven na hodnotu 150 mm, který se skládá z 50 mm pro stavební tolerance a 100 mm pro případné budoucí sanace.

Do světlého profilu (pro aerodynamické výpočty) se bude započítávat pouze prostor pro případné budoucí sanace s tím, že pokud v budoucnu dojde k jeho zaplnění, bude nutné provést nové aerodynamické posouzení tunelu.

## **6.7 Kritéria komfortu**

Pro posouzení kritéria komfortu pro cestující jsou uvažovány hodnoty dle EN 14067–5, kde jsou v příloze B uvedeny následující informativní hodnoty:

- Změny tlaku pro cestujícího v netěsnícím vlaku by neměly překročit hodnoty:
  - Změny tlaku 4500 Pa za 4 s ve dvoukolejných tunelech
  - Změny tlaku 3000 Pa za 4 s v jednokolejných tunelech
- Změny tlaku pro cestujícího v těsnícím vlaku by neměly překročit hodnoty:
  - Změny tlaku 1000 Pa za 1 s
  - Změny tlaku 1600 Pa za 4 s
  - Změny tlaku 2000 Pa za 10 s

## **7. Závěr**

Zpracování nových vzorových listů je vzhledem k velkému množství parametrů, variant řešení, a především díky zásadnímu vlivu aerodynamického posouzení velmi komplexní a rozsáhlý úkol, který by měl po svém dokončení přinést zjednodušení přípravy tunelových staveb, jejich unifikaci a ve výsledku zlevnění jak přípravné fáze projektu, tak také samotnou realizaci tunelové stavby.

**Ing. Michal Hnilička**  
Mott MacDonald CZ, spol. s r. o.  
+420 723 442 596  
michal.hnilicka@mottmac.com

## Holubický tunel na trati Blažovice – Vyškov

Ing. Tomáš Zítka, Ing. Michal Uhrin, Ing. Marcel Poštek,  
SUDOP PRAHA a. s.

Modernizace trati Brno–Přerov, 2. stavba Blažovice–Vyškov, představuje zdvoukolejnění stávající trati a její výraznou modernizaci vč. zvýšení návrhové rychlosti na  $v_{max} = 200 \text{ km/hod}$ , odstranění úrovněového křížení železničních přejezdů, zpřístupnění nástupišť osobám se sníženou pohyblivostí a orientací, dosažení technických parametrů trati pro třídu zatížitelnosti D4 a prostorové průchodnosti podle ložné míry UIC GC.

V úseku Blažovice–Vyškov se nachází celkem tři tunely a sice tunel Holubický (ražený tunel délky 938m), Rousínovský (dvoukolejný hloubený tunel délky 700m) a Habrovanský tunel (dvoukolejný hloubený tunel délky 278m).

Holubický tunel na navržen jako dvě jednokolejné tunelové trouby (PTT délky 937,5m z toho je 700m ražených; LTT délky 928,5m z toho je 691m ražených). Základním specifikem tohoto tunelu je návrh ražeb v neogenních jílech při nízkém nadloží, což představuje mimořádně náročné podmínky. Ražba je prováděna konvenčním způsobem dle principům odvozených pro obdobné geotechnické podmínky ve Velké Británii (SCL), jako např.:

- návrh kruhových tunelových profilů (příp. profilů blízkých kruhu),
- členění čelby s využitím tzv. pilotního tunelu raženého v předstihu (slouží jako významný stabilizační prvek),
- rychlé uzavírání profilu (typicky ve třetím záběru – 2x kalota s délkou záběru 1 m následuje protiklenba s délkou záběru 2 m),
- masivní primární ostění bez užívání kotev či svorníků (ostění vzdoruje geostatickému napětí pomocí kruhového tvaru nikoli přenosem sil za pomoci prutových prvků),
- bezprostředně po provedení záběru je třeba zajistit jak obvod výrubu, tak i jeho čelbu,
- z bezpečnostních důvodů je omezen na minimum pohyb osob v prostředí nevyztuženého výrubu, proto je ostění navrženo ze stříkaného drátkobetonu bez příhradových rámu a svařovaných sítí.

*Holubický tunel na trati Blažovice – Vyškov*

Tato metodika nebyla dosud v České republice použita, ale v Londýně bylo užitím těchto principům úspěšně vyraženo mnoho desítek kilometrů nejrůznějších tunelů.

**Ing. Tomáš Zítka**

+420 605 446 289

tomas.zitko@sudop.cz

**Ing. Michal Uhrin**

+420 605 229 007

michal.uhrin@sudop.cz

**Ing. Marcel Poštek**

+420 705 628 672

marcel.postek@sudop.cz

# Železniční uzel Praha – centrální část v tunelech

Ing. Petr Makásek, PhD., Mott MacDonald CZ, spol s r.o.

## 1. Úvod

Rostoucí nároky v osobní i nákladní dopravě nevyhnutelně vedou k postupnému přetížení, respektive nemožnosti naplnit všechny výhledové požadavky železniční dopravy v Praze. Stávající uspořádání má své limity, proto další rozvoj příměstské železniční dopravy spolu se zapojením Rychlých spojení v dálkové dopravě naléhavě potřebují nové řešení celého Železničního uzlu Praha. V souladu se zadáním se studie soustředí na varianty vybudování nové podzemní kolejové infrastruktury v centrální oblasti města a na modernizaci přívodních tratí ve snaze maximálně uspokojit poptávku po dopravě definovanou objednateli dopravy.

## 2. Zadání a cíle studie

Studie proveditelnosti má nalézt nové optimální řešení investice do infrastruktury pro splnění nových požadavků. Zadání Správy železnic lze zhustit do tří principiálních úkolů:

- Přivedení vysokorychlostní železnice do centra města s jejími požadavky na kvalitu a spolehlivost provozu.
- Návrh uspořádání centrálního železničního uzlu včetně rozřešení otázky budoucího významu Masarykova nádraží.
- Vytvořit prostor pro rozvoj nákladní železniční dopravy a vybalancovat využití nákladních tratí i pro nové městské železniční linky.

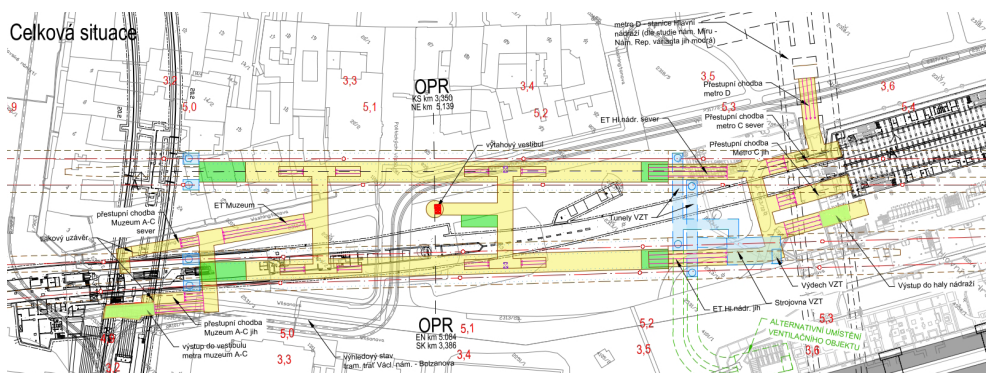
Globálním cílem studie proveditelnosti je nastavit cílovou koncepci ŽUP a umožnit tak Správě železnic nejen koordinaci přípravy vlastních investic, ale také stát se čitelným partnerem pro ostatní veřejné i soukromé subjekty a investory.



Smíchov – Karlín a Eden – Negrelliho viadukt (uspořádání „do kříže“), které se bezkolizně setkávají ve společném čtyřkolejném úseku Václavské náměstí – Hlavní nádraží, umožňujícím přechod linek mezi tratěmi. Varianta obsahuje čtyřkolejné dvojlodní stanice Hlavní nádraží a Václavské náměstí. Centrální část uzlu dále obsahuje nové podzemní stanice Karlovo náměstí, Albertov, Náměstí Bratří Syнкů a Karlín.

Druhou preferovanou variantou, převtělenou do návrhové varianty N2 je ekonomičtější varianta P06 s kratšími tunely a méně zastávkami. V centrální část ji tvoří dvojice nových dvoukolejných zcela oddělených podzemních tratí pro regionální dopravu Smíchov – Karlín a Vršovice – Negrelliho viadukt (uspořádání „do kříže“) bez propojení tratí a možnosti přechodu linek. Podzemní centrální stanice na hlavním nádraží má dvě samostatné úrovně. Hlubší ražená jednolodní stanice leží na trati Smíchov – Karlín, mělkí hloubená stanice je pak navržena na trati Vršovice – Negrelliho viadukt rovnoběžně pod západní kolejovou skupinou stanice. Centrální část uzlu obsahuje ještě novou zastávku Václavské náměstí, jejíž uspořádání je stejné jako ve variantě N1, včetně výstupů a přestupu na metro A a B, avšak stanice je jednolodní a zastávku Karlín, která je zcela shodná s variantou N1.

Třetí byla vybrána předběžná varianta P01 Opera, která byla výstupem předešlých studií a je zanesena ve strategických dokumentech města. Variantu dále označovanou jako N3 v centrální části tvoří dvojice nových dvoukolejných podzemních tratí pro regionální dopravu Smíchov – Karlín a Eden – Negrelliho viadukt (uspořádání „do kříže“), které se bezkolizně setkávají ve společné, směrově uspořádané čtyřkolejné podzemní stanici v oblasti Opery, umožňující přechod linek mezi tratěmi a rychlý přestup mezi regionálními vlaky (přechod linek se ale v provozním konceptu neuvažuje, neboť vyčerpá pro jeden spoj kapacitu na obou podzemních tratích).



Obr. 2 – Stanice Opera

Centrální část uzlu obsahuje ještě nové podzemní stanice Karlovo náměstí, Albertov a Náměstí Bratří Syнкů a Karlín, jejichž uspořádání je shodné s variantou N1

V nákladním průtahu je jednoznačně preferované maximální řešení, jež bylo následně aplikováno ve všech návrhových variantách. Důležitým výstupem je též zjištění, že součástí navrhovaného řešení musí být mimoúrovňové křížení v Praze–Malešicích a zásadní posílení

úseku Praha–Hostivař – Praha–Uhřetěves – Říčany, které bylo vyřešeno hostivařským přesmykem a zárodkem nové tratě ze Zahradního Města směrem do Benešova s propojením do Říčan.

Zpracovatelem studie byla doporučena jako výsledná varianta N2, která nabízí nejlepší možnosti propojení linek přes centrum uzlu, nejvíce zkracuje cestovní dobu cestujících a je výrazně méně finančně náročná a její ekonomické hodnocení plní požadované limity pro schválení.

Na podnět členů Výboru studie proveditelnosti byla varianta N2 v závěru zpracování studie doplněna o zastávku Praha–Florenc a podzemní stanici Karlovo náměstí a označena jako N2FK.

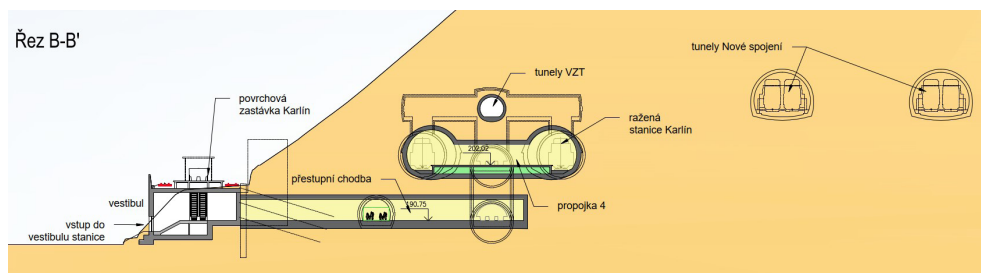
## **5. Koncepce navržených stanic varianty N2FK**

Návrh tunelového řešení centrální oblasti je navržen pro účely relevantního ekonomického posouzení podzemních konstrukcí za účelem porovnání jednotlivých variant. Jednotlivé stanice a traťové úseky jsou navrženy tak, aby byly proveditelné, nejedná se tedy o jediné možné technické řešení. Stejně tak nebylo pro návrh možné zohledňovat konkrétní geologickou situaci v místě budoucích podzemních konstrukcí. V následujících projektových stupních budou optimalizovány příčné řezy, např. s ohledem na typ uvažované trakce, množství koncových / přestupujících cestujících pro jednotlivé proudy apod.

Obecně se předpokládá umístění technologie ve staničních vestibulech, prodloužených částech staničních tunelů a pod úrovní nástupiště. Je navrženo nucené větrání, strojovna vzduchotechniky a jedna centrální ventilační šachta v každé stanici, nasávací/výfukový kanál nad nástupištěm stanice a klapky na obou koncích stanice. Každá tunelová trouba bude větrána samostatně, mezi stanicemi není potřeba žádná mezistupňová větrací šachta.

### **5.1 Karlín**

Jedná se o kombinovanou stanici, kde jsou dvě koleje umístěné na povrchové zastávce a dvě koleje umístěné v podzemní stanici. Podzemní stanice je navržena jako ražená dvojložní stanice v patě vrchu Vítkov. Staniční tunely délky 250m mají boční nástupiště délky 220m a šířky 4,6m. Staniční tunely jsou propojeny čtyřmi propojkami. Z nezápadnější propojky č.1 je do stávajícího tunelu pro pěší (Žižkovského) navržen bezbariérový výstupový tunel. Pro zrychlení pohybu cestujících obsahuje dva travelátory. Z propojky č.3 vede eskalátorový tunel do propojovací chodby, která vede do vestibulu stanice, umístěného pod povrchovou částí stanice. Bezbariérový přístup na nástupiště podzemní stanice, resp. povrchové zastávky je zajištěn z vestibulu stanice (ten je ze stávajícího chodníku ulice Pernerova napojen rampou) přes přestupní chodbu a výtahy. Zároveň je nástupiště podzemní stanice bezbariérově propojeno se stávajícím pěším Žižkovským tunelem.



Obr. 3 – Stanice Karlín – příčný řez

Povrchová část stanice (zastávka) bude spolu s budovou vestibulu a strojovnou vzduchotechniky realizována ve stavební jámě v patě svahu vrcholu Vítkov. Pozemní část stanice bude vyražena metodou NRTM přes traťový tunel ze zařízení staveniště Karlín, případně ze stavební jámy pro vestibul stanice.

## 5.2 Hlavní nádraží

Stanice na větvi Karlín – Smíchov je navržena jako jednolodní ražená délky 250 m s ostrovním nástupištěm šířky 11 m. Z východního čela staniční lodi vede eskalátorový tunel do přestupní chodby, z té pokračuje druhý eskalátorový tunel do vestibulu na náměstí W. Churchilla. Pro urychlení pohybu cestujících je v přestupní chodbě navržena dvojice travelátorů.

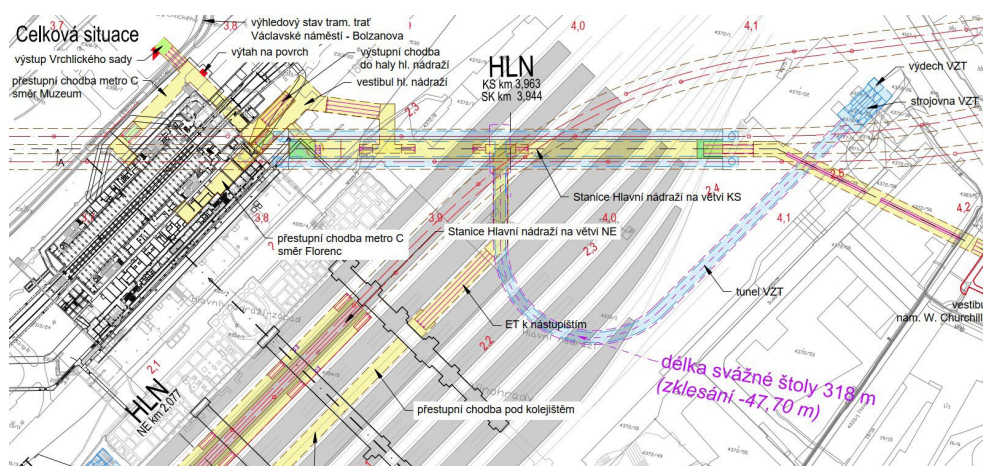
Přibližně v polovině staniční lodi je navržena přestupní chodba pod úroveň stanice k eskalátorovému tunelu, který je zaústěn do přestupní chodby pod kolejištěm Hlavního nádraží. Tato chodba vede paralelně s kolejemi a propojuje stávající příčné podchody nádraží.

Dále je směrem na západ navržena přestupní chodba pod úroveň stanice k eskalátorovému tunelu, který je zaústěn do nového vestibulu Hlavního nádraží. V západním čele nástupiště je navržena výtahová šachta, která ústí do přestupní chodby, jež vede také do nového vestibulu Hlavního nádraží. Z vestibulu jsou navrženy dvě přestupní chodby do stanice metra C. Ze severní přestupní chodby (směr metro C – Muzeum) je navržen výstup přímo před budovu Hlavního nádraží s přestupní vazbou na budoucí tramvajovou trať Václavské náměstí – Bolzanova a výtah pro bezbariérový přístup. Jižní přestupní chodba (směr metro C – Florenc) vede v současné době podzemními technickými prostory železniční stanice Hlavní nádraží. Tyto budou muset být přemístěny. Z nového vestibulu je také navržena výstupní chodba rovnou do haly Hlavního nádraží.

Stanice na větvi Negrelliho viadukt – Eden je navržena jako hloubená ve stavební jámě v ose 2. nástupiště. Stanice bude mít postranní nástupiště, které budou propojeny do stávajících podchodů Hlavního nádraží šesti eskalátory a dvěma výtahy, kterými je zajištěn bezbariérový přístup.



## Železniční uzel Praha – centrální část v tunelech



Obr. 4 – Stanice Hlavní nádraží – situace

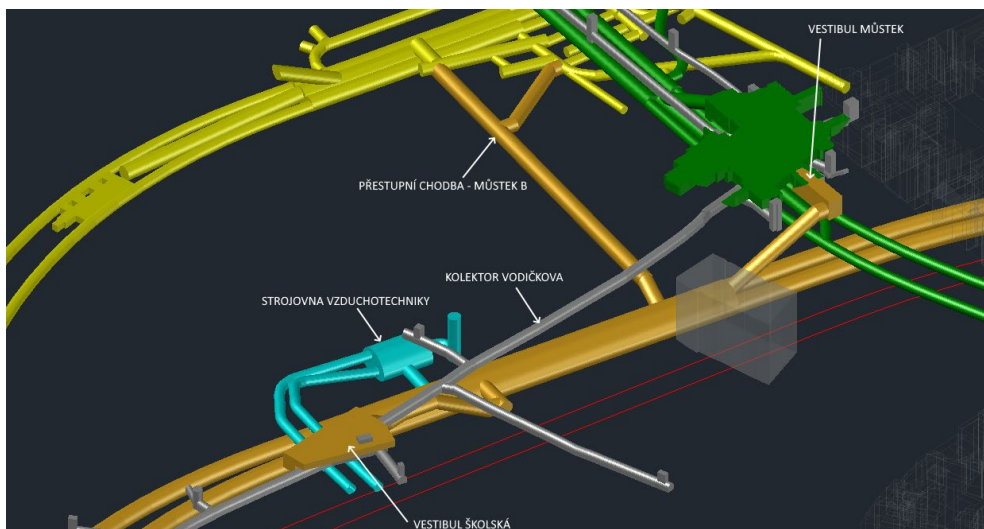
Pro nezávislou výstavbu ražené stanice na ražbě traťových tunelů je navržena svázná štola délky cca 318m ze stavební jámy pro strojovnu ventilace na ZS u ulice Seifertova. Svázná štola bude rozražena do kaverny kolmé ke staniční lodi, která bude sloužit pro její ražbu.

### 5.3. Václavské náměstí

Stanice je navržena jako jednodílná ražená délky 250m s ostrovním nástupištěm šířky 11m. Z východního čela staniční lodi vede eskalátorový tunel do vestibulu Můstek, který vznikne protažením stávajícího vestibulu směrem Národnímu muzeu. Pro přímý přestup na linku metra B Můstek je navržena přestupní chodba, která je zaústěna do stávající přestupní chodby mezi stanicemi Můstek A a Můstek B. Z důvodu eliminace křížení cestujících je tato chodba doplněna ještě jednou přestupní větví do stávajících tunelů přestupu Můstek A–B. Bezbariérově je přestup řešen pomocí výtahu z nástupiště do přestupní chodby a dále šikmým výtahem v přestupní chodbě. Pro urychlení pohybu cestujících je v přestupní chodbě navržena trojice travelátorů.

Západně za středem stanice je navržena příčná přestupní chodba nad úrovní nástupiště. Z této chodby vede směrem na západ výstup do vestibulu Školská a směrem na východ chodba k výtahům. Z horní úrovně výtahů v šachtě vede přestupní chodba do technologického objektu Palackého 637. Zde je v přízemí objektu navržen výtahový vestibul pro bezbariérový přístup. Výstup do vestibulu Školská je navržen dvěma eskalátorovými tunely a mezilehlou přestupní chodbou.

Na kontaktu nových přestupních chodeb a těch existujících na přestupu mezi linkami metra A a B budou umístěny tlakové uzávěry.



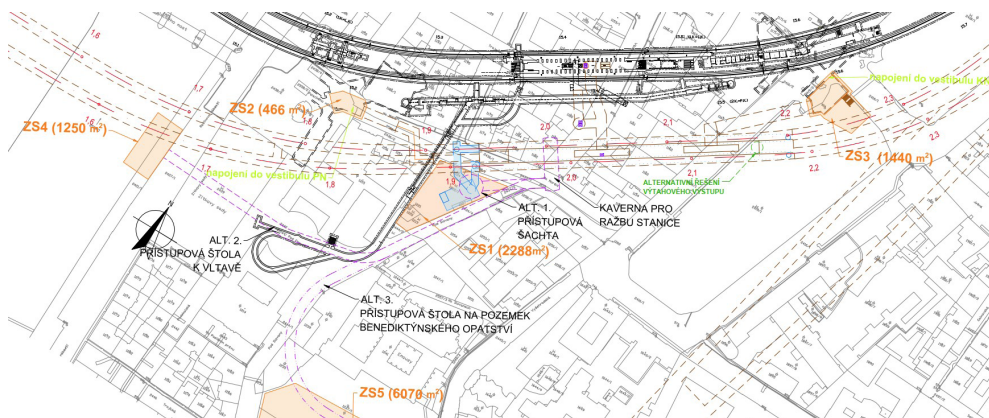
Obr. 5 – Stanice Václavské náměstí – 3D model

Pro nezávislou výstavbu stanice na ražbě traťových tunelů je předpokládána ražba stanice přes eskalátorové tunely ze stavební jámy pro vestibul na Václavském náměstí a minimalizovaná separátní výstavba vestibulu (případně i tunelů výstupu) v křížení ulic Vodičkova a Školská. Spolu s technologickým objektem bude z ulice Palackého případně probíhat i ražba podzemních konstrukcí vzduchotechnicky.

#### 5.4. Karlovo náměstí

Stanice je navržena jako jednodílná ražená délky 250m s ostrovním nástupištěm šířky 11 m. Z východního čela staniční lodi vede eskalátorový tunel do vestibulu Karlovo náměstí, který vznikne rozšířením stávajícího vestibulu. Pro přímý přestup do stanice metra B Karlovo náměstí je navržena přestupní chodba ve středu stanice. Ta je vedena pod vzduchotechnickým tunelem stanice metra B Karlovo náměstí a se stávajícím nástupištěm stanice metra je propojena eskalátory a výtahem. Z této přestupní chodby je navržen bezbariérový přístup pomocí šachty a přestupní chodby do stávajícího bezbariérového přístupu stanice metra B z ulice Václavská. Ze západního čela stanice je navržen eskalátorový tunel do vestibulu Palackého náměstí, který vznikne rozšířením stávajícího vestibulu.

Pro nezávislou výstavbu stanice na ražbě traťových tunelů je předpokládána ražba stanice v alternativách buďto pomocí šachty ze ZS v ulici Pod Slovany, nebo přístupovou štolou z nábřeží Vltavy, nebo přístupovou štolou z pozemku Benediktýnského opatství. Pro účely rozražení stanice je navržena příčná kaverna v západní třetině stanice.



Obr. 6 – Stanice Karlovo náměstí – výstavba

## 6. Tratové úseky

Jednokolejné tratové tunely budou realizovány převážně metodou TBM. Pro mechanizovanou ražbu tunelovacími stroji je zásadní otázkou umístění dostatečně velikých zařízení stavenišť pro start strojů, umožňující skladování prstenců segmentového ostění a odvoz rubaniny. Pro tento účel jsou vytypovány plochy u tunelových portálů v oblastech Krejčárek, Pernerova a Vršovice. Celková délka strojní ražby je v této variantě 10,087 km.

Jednokolejné tratové tunely ražené metodou NRTM jsou navrženy v úsecích mezi Hlavním nádražím a Karlínem. Dvojkolejné tunely ražené metodou NRTM jsou navrženy mezi Hlavním nádražím a Negrelliho viaduktem, respektive mezi současnými Vinohradskými tunely I a II.

## 7. Závěr

Práce na studii má vyústit v její schválení Centrální komisí Ministerstva dopravy ČR v lednu 2025, čímž se stane závazným podkladem pro spuštění navazující přípravy. Po schválení studie proveditelnosti bude vhodné rozpracovat doporučené řešení do většího detailu v návazné technické studii, která zejména rozvine návrh podzemních stanic a tratí do širokého spektra profesí a umožní hlubší koordinaci s ostatními záměry v území. Studie předpokládá, že do roku 2035 bude v železničním uzlu Praha probíhat řada jiných investičních akcí (např. výstavba železničního spojení na letiště, modernizace ŽST Praha–Smíchov, libeňský přesmyk a další), na které plynule naváže realizace doporučeného řešení ze studie proveditelnosti. Předpokládá se, že výstavba celého souboru staveb uzlu může trvat přibližně 10–15 let, kolem roku 2045–50 by tedy mohl celý systém plně funkční. Výhledový horizont uvažovaný v přepravní prognóze je rok 2070, tedy období 20–25 let po dokončení výstavby.

## Reference

- [1] Studie proveditelnosti železničního uzlu Praha včetně Rychlých spojení. SP ŽUP: MMD+AFRY+EKOLA+SAGASTA+SMA, spol. s r.o., listopad 2024.

- [2] BABIČ, M., VANĚK, M., Studie proveditelnosti železničního uzlu Praha včetně Rychlých spojení. Stavebnictví, 10/2024.
- [3] MAKÁSEK, P., BABIČ, M., Železniční uzel Praha z pohledu tunelových staveb. Sborník Podzemní stavby Praha 2023.

**Ing. Petr Makásek PhD.**

Mott MacDonald CZ, spol s r.o.  
Národní 984/15, Praha 1, 110 00  
+420 601 394 062  
petr.makasek@mottmac.com

# Vysokorychlostní trať formou PPP

**Ing. Jan Kubelka, MBA, Ing. Barbora Otrubová,**  
Správa železnic, státní organizace

## 1. Co je to vysokorychlostní trať

Obecně se za vysokorychlostní trať považuje taková trať, kde je traťová rychlost 250 km/h nebo vyšší (u nových tratí), nebo alespoň nad 200 km/h (u modernizovaných starších tratí).

Nejstarší vysokorychlostní trať na světě je japonský Šinkansen, spojující Tokio a Ósaku, otevřený v roce 1964 pod názvem Tókaidó–Šinkansen, tehdy dovolující cestovní rychlost 210 km/h (od roku 2015 285 km/h).

V Evropě započala výstavba vysokorychlostních tratí v 70. letech 20. století, jako první byly otevřeny tratě z Florencie do Říma v Itálii a LGV Sud–Est z Paříže do Lyonu ve Francii.

Evropská unie začlenila plánování a výstavbu vysokorychlostních tratí do svých dlouhodobých strategických cílů; samotná koncepce trati se liší stát od státu v závislosti na objektivních ukazatelích, jako jsou hustota, struktura a charakter osídlení, dále reliéf terénu a mobilita obyvatelstva a naléhavost jejího zlepšení.

Vysokorychlostní tratě v České republice, které u nás mají značku VRT, budou integrovány do transevropské dopravní sítě (TEN–T) a budou mít zásadní úlohu při zajištění dopravní infrastruktury nezbytné pro efektivní fungování vnitřního trhu. Jejich hlavním cílem je zlepšit dostupnost mezi městy a podpořit regionální, ekonomickou a sociální soudržnost. Mají konkurovat letecké dopravě jako ekologicky šetrná alternativa na krátké a střední vzdálenosti, jelikož nižší přepravní rychlost oproti letadlům vyvažuje absence časově náročných odbavovacích procedur a přítomnost nádraží blíže městských center. Oproti silniční dopravě pak dosahují vyšších rychlostí a mají i větší přepravní kapacity. V roce 2023 železnice v Evropské unii přepravila přibližně 8 miliard cestujících, na vysokorychlostní železnice připadlo přibližně 31 % z celkového objemu osobní dopravy měřeno počtem přepravených

osobokilometrů. V zemích jako Francie či Španělsko činí tento podíl až 60 % (zdroj: <https://ec.europa.eu/eurostat/>).

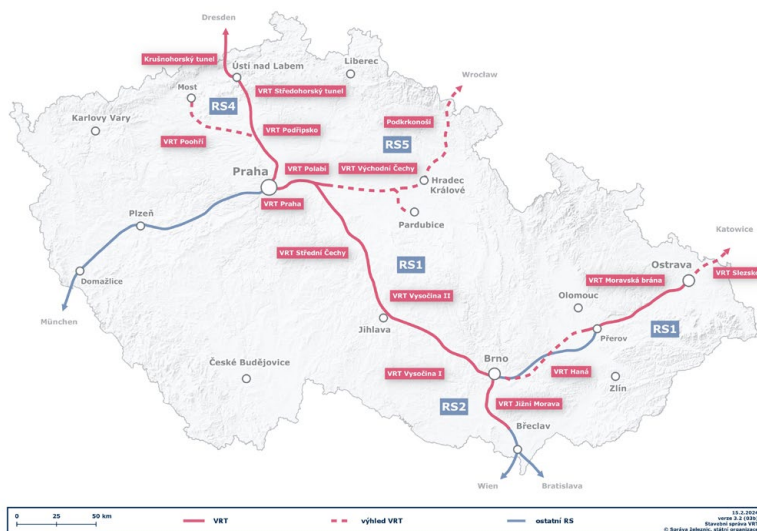
## 2. Rychlá spojení a výstavba VRT v Česku

V rámci TEN-T je v ČR navrženo několik tzv. Rychlých spojení (dále RS), která výrazně zkrátí dopravu mezi jednotlivými městy (viz obrázek 1). Podstatná část z nich byla Evropskou komisí navržena na zařazení do hlavní sítě (core network) TEN-T (Berlín – Praha – Brno – Vídeň, Brno – Přerov – Ostrava), což umožňuje projekt spolufinancovat z rozpočtů Evropské unie.

V České republice se podle studií proveditelnosti stanou vysokorychlostní tratě (VRT) a další modernizované tratě systému Rychlých spojení dostupné pro minimálně 75 % obyvatel do 20 minut. Prioritou má být dostupnost krajských měst do hlavního města do 2 hodin. Uvažovaná maximální provozní rychlost vlaků 320 km/h výrazně zvýší mobilitu obyvatel ČR, což bude mít přínos v podobě mnohem efektivnější distribuce ekonomické prosperity, která je nyní soustředěna převážně jen do okolí velkých center.

V ČR jsou Správou železnic připravovány tato rychlá spojení:

- RS 1 VRT Praha – Brno – Ostrava (a dále Katowice)
- RS 2 VRT Brno – Rakvice (a dále Vídeň/Bratislava)
- RS 3 VRT Praha – Plzeň – Domažlice (a dále Mnichov)
- RS 4 VRT Praha – Ústí nad Labem (a dále Drážďany)
- RS 42 VRT Kralupy nad Vltavou – Most
- RS 5 VRT Praha – Hradec Králové (a dále Wrocław)



Obr. 1 – Připravovaná Rychlá spojení

Aktuálně se zpracovává dokumentace ve stupni DPS na většině RS.

### 3. Proč francouzský model?

Při rozhodování, jak budoucí plánování a výstavbu uchopit, měla ČR na výběr z více možností: buď vymýšlet a vyvíjet vlastní cestu nebo se inspirovat zaběhnutým systémem některé ze zemí, kde již vysokorychlostní tratě fungují. V úvahu byla brána hlavně tato kritéria: konstrukční a ekonomická náročnost výstavby a následné údržby a rozsah využití trati. Například v Německu je z důvodu využití vysokorychlostních tratí i pro nákladní dopravu položena pevná jízdní dráha (finančně náročná), ve Španělsku rychlovlaky nezajíždí do regionů, mají svůj uzavřený okruh.

Správa železnic se rozhodla postupovat dle francouzského modelu a po prvotní spolupráci se SNCF International (2019–2021), jejímž výsledkem byl dokument s názvem Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR (1. verze), navázala dlouhodobou spoluprací se SNCF Réseau, jež je zasmluvněna na dobu 8 let. Využívá se tak kompletní francouzské know-how a zkušenosti s více než 40let úspěšného provozu TGV. Celkový koncept kopírující terén snižuje potřebu výstavby umělých staveb jako jsou například mosty a tunely. Způsob lepšího začlenění do krajiny má za následek efektivnější projednání s dotčenými stranami. Rychlovlaky zajíždějí i do regionů, a tím přispívají k jejich rozvoji.

Dobrým příkladem vzestupu regionu po vybudování vysokorychlostní železnice je francouzská Bretaň, kde jenom v jejím hlavním městě Rennes (viz obrázek 2) vzniklo například nově 130 tis. m<sup>2</sup> kanceláří, 115 tis. m<sup>2</sup> bytů nebo 30 tis. m<sup>2</sup> pro služby, volnočasové aktivity a obchody. Vznikla zde druhá linka metra a železniční stanice se zaústěnou vysokorychlostní tratí se stala významným městským a regionálním dopravním i obchodním uzlem. TGV do Bretaně přiváží nejen pravidelně dojíždějící, ale také turisty, studenty Univerzity Rennes, která se stala dostupnější i ze vzdálenějších regionů, či obchodníky, neboť se zvýšil zájem investorů o tento region. Navíc v roce 2017 bylo Rennes vyhlášeno nejlepším místem k životu ve Francii.



Obr. 2 – Terminál v Rennes

## **4. Partnerství veřejného a soukromého sektoru (PPP): Cesta k efektivní infrastruktuře**

Dle Světové banky je Public Private Partnership (PPP) dlouhodobý smluvní vztah mezi veřejným zadavatelem a soukromým partnerem uzavřený za účelem zajištění veřejné infrastruktury nebo služby, přičemž soukromý partner nese významné riziko a odpovědnost za řízení projektu a jeho odměna je přímo spojena s jeho výkonem. Partnerství veřejného a soukromého sektoru je moderním způsobem spolupráce mezi veřejnými institucemi a soukromými subjekty. Tento model je využíván při realizaci nákladných infrastrukturních projektů a veřejných služeb, zejména tam, kde je třeba efektivně kombinovat zdroje a kapacity obou sektorů. PPP umožňuje financování projektů, jejich výstavbu a dlouhodobou správu na základě předem definovaných podmínek.

### **4.1 Principy PPP a jejich fungování**

PPP funguje na principu dlouhodobé smlouvy, kde soukromý sektor nese odpovědnost za financování, výstavbu a údržbu projektu. Veřejný sektor zajišťuje administrativní podporu, schvalovací procesy a někdy i přímé spolufinancování. Tento model umožňuje veřejnému sektoru rozložit náklady v čase a urychlit tak realizaci projektů, které by jinak mohly být pozděny kvůli omezeným veřejným zdrojům.

Při budování VRT se PPP model dá výborně uplatnit na celé spektrum činností od výstavby po provoz. Zatímco soukromý sektor investuje, realizuje a často spravuje projekt, veřejný sektor zajišťuje právní, administrativní a někdy i částečné finanční krytí.

Tento způsob financování je obzvláště důležitý pro velké infrastrukturní projekty s dlouhodobým užitekem jako například výstavba vysokorychlostních železnic – ta vyžaduje enormní investice, a to nejen do samotných tratí, ale i do souvisejících technologií a zařízení.

### **4.2 Výhody modelu PPP**

#### **Rychlejší realizace projektů**

Díky zapojení soukromého sektoru je možné zahájit výstavbu rychleji než při výhradním spoléhání na veřejné rozpočty.

#### **Efektivní správa**

Soukromé subjekty jsou motivovány k efektivnímu provozu a údržbě, aby zajistily dlouhodobou kvalitu poskytovaných služeb.

#### **Finanční flexibilita**

Kombinace veřejného a soukromého financování umožňuje realizaci nákladných projektů bez nadměrného zatížení veřejných zdrojů.



## Kvalitní veřejné služby

Soukromý sektor přináší know-how a inovace, které zlepšují standard veřejných služeb.

### 4.3 Praktické využití PPP

PPP modely se nejčastěji uplatňují při výstavbě a správě dopravní infrastruktury, jako jsou dálnice, železnice, mosty či tunely. Tento přístup se však stále častěji rozšiřuje i do dalších oblastí, například do školství, zdravotnictví nebo energetiky.

První železniční stavbou na českém území v podobném formátu jako dnešní PPP byla Severní dráha císaře Ferdinanda, jejíž stavba započala v roce 1836 a trvala 20 let s koncesí na 50 let.

V Evropě se s železnicemi formou PPP začalo již v 90. letech minulého století (viz obrázek 3).

Název projektu	Země	Typ	Délka celkem km	Fáze přípravy a výstavby			Smlouva let	Investiční náklady milióny	Veřejné dotace %
				od	do	let			
VRT Nimes-Montpellier (CNM)	Francie	VRT	80	2012	2017	6	25	€ 1 763	34%
VRT Tours-Bordeaux (SEA)	Francie	VRT	340	2011	2017	6	50	€ 7 695	51%
VRT Bretagne-Pays de la Loire (BPL)	Francie	VRT	214	2011	2017	6	25	€ 3 300	64%
Sít GSM-R ve Francii	Francie	Zabezpečení	-	2010	2018	9	15	€ 1 500	15%
Tunel Liefkenshoek v přístavu Antwerpy	Belgie	Nákladní	16	2008	2014	6	42	€ 890	21%
Spojení Diabolo na letišti v Bruselu	Belgie	Konvenční	3	2007	2012	6	35	€ 678	54%
VRT Perpignan-Figueras	Francie-Španělsko	VRT	45	2005	2010	5	50	€ 1 200	50%
VRT JIH	Nizozemí	VRT	85	2001	2009	8	30	€ 7 300	83%
VRT HS1	Velká Británie	VRT	108	1998	2007	10	30	€ 10 260	29%
Spojení letiště Arlanda ve Stockholmu	Švédsko	Na letišti	20	1994	1999	6	45	€ 661	71%
<b>Celkem 10 projektů</b>	<b>6 zemí</b>	<b>5 typů</b>	<b>911</b>	<b>1994</b>	<b>2018</b>	<b>7</b>	<b>35</b>	<b>€ 35 247</b>	<b>50%</b>

Zdroj: Infraction Deals databáze, projektové a veřejně dostupné zdroje

Obr. 3 – PPP na železnici ve světě 1

### Aktuálně realizované významné projekty formou PPP:

#### Dálnice D4 (úsek Milín – Lety)

Tento pilotní projekt PPP zahrnuje výstavbu a modernizaci 48 km dlouhého úseku dálnice. Konsorcium firem je odpovědné za financování, výstavbu a provoz po dobu 28 let. Stát bude po dokončení platit tzv. platby za dostupnost. Projekt zahrnuje také moderní technologie, jako je systém monitorování dopravy a dobíjecí stanice pro elektromobily. Po uplynutí koncesní doby bude úsek předán zpět státu (zdroj: <https://www.juta.eu/projects/>).

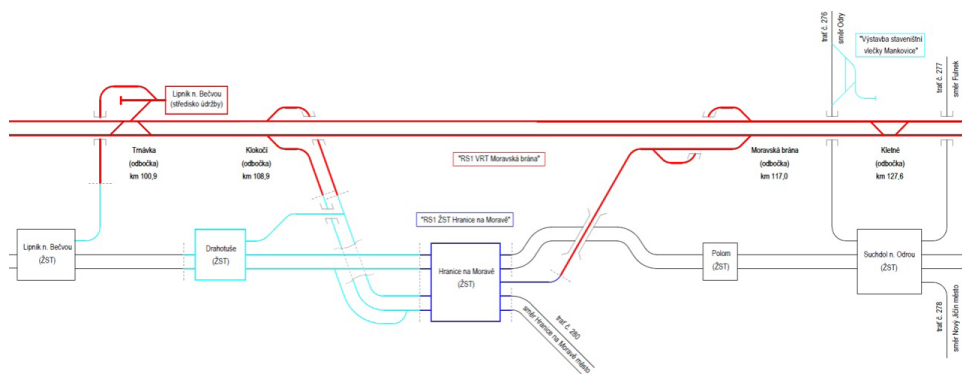
## Dálnice D35 na úsecích Opatovec – Staré Město (16,6km) a Staré Město – Mohelnice (18,2km).

Soukromý koncesionář, který bude vybrán, se zaváže k financování, výstavbě i následné údržbě těchto částí dálnice, včetně navazujícího úseku Litomyšl – Opatovec, který bude postaven státem (zdroj: <https://www.dalnice-d35.cz/>).

## Železniční spojení na Letiště Václava Havla

Jedná se o první železniční PPP projekt v ČR. Plánuje se výstavba úseků mezi Prahou–Veslavínem a letištěm, včetně nové stanice. Projekt je momentálně ve fázi výběru koncesionáře, přičemž významně spolupracuje Správa železnic s Evropskou bankou pro obnovu a rozvoj (EBRD) (zdroj: <https://www.spravazeleznic.cz/>). Stavba je součástí většího projektu PRAK (Praha–Kladno).

## Rychlá spojení VRT Jižní Morava, VRT Moravská brána a spojení Brno – Přerov



Obr. 4 – Nastavení formy zakázek na VRT Moravská brána a nádraží Hranice na Moravě

Tyto úseky vysokorychlostní železnice byly nedávno schváleny k realizaci formou PPP. Předpokládá se kombinace různých druhů PPP, jako příklad uvedme nádraží Hranice na Moravě (viz obrázek 4):

V režimu DBFM (Design & Built & Maintain & Finance – tedy vyprojektovat, postavit, udržovat a zafinancovat) má proběhnout realizace samotné VRT včetně části sjezdů. Jako DBT (Design & Built & Transfer – vyprojektovat, postavit a předat) proběhne stavba přechodových částí mezi VRT a konvenční tratí včetně napojení na nádraží Hranice na Moravě – jedná se totiž o objekty konvenční železnice, které je však nutno vybudovat souběžně se stavbou VRT, ze strategického hlediska je ale nutné, aby budoucí správu vykonávala státní organizace. Samotnou akci železniční stanice Hranice na Moravě bude mít na starost přímo Správa železnic jako jinou běžnou akci.

#### 4.4 PPP a smlouvy

Pro každý takový PPP projekt bude připravena tzv. „koncesní smlouva“, která bude sestávat z širokého portfolia příloh tak, aby byla pokryta veškerá myslitelná rizika a vznikuvší situace, jakož i kvalita výsledné stavby, plynulost a kvalita provozu či pravidelná a pečlivá údržba.

Na výstavbu tohoto rozsahu se využívá soubor smluvních podmínek FIDIC (Fédération Internationale des Ingénieurs–Conseils, což je mezinárodní organizace sdružující konzultanty v inženýrství, která vydává standardizované smluvní podmínky pro stavební a inženýrské projekty). Žlutá kniha FIDIC je přímo určena pro projekty typu „navrhni a postav“, kdy je za návrh odpovědný dodavatel.

#### 4.5 Klíčové aspekty PPP modelu

Budoucí koncesionář bude mít zasmluvněny jak české a evropské normy, tak i interní předpisy a směrnice Správy železnic, a to v oblastech kvality stavebních materiálů a prvků, provozu, navrhování konstrukcí, a také bezpečnosti.

Objednatel zajistí dokumentaci ve stupni DPS, která jednak slouží jako výchozí základna pro další projektování VRT a dále jsou na jejím základě vykupovány pozemky pro konkrétní úseky tratě.

Koncesionář se jistě může od DPS odchýlit, je však třeba mít na paměti časovou a finanční náročnost přeprojektování dílčích částí dokumentace, jakož i vyjednané zábory pozemků pro jednotlivé stavební objekty.

Geografické uspořádání České republiky (podobně jako je tomu ve Francii) umožňuje vedení velké části VRT po terénu, případně na mostech a estakádách a dovoluje jen velmi malé procento tunelů, což je nespornou ekonomickou výhodou jak při výstavbě, tak i při následné údržbě.

Na celou VRT bude zpracován plán údržby a obnovy. Každý komponent zabudovaný při výstavbě má svou životnost, musí se tedy pravidelně kontrolovat a po uplynutí této doby vyměnit, a to opět v předepsané kvalitě. Tímto opatřením se předejde nárůstu oprav a rekonstrukcí bezprostředně po vypršení koncesní smlouvy.

Vzhledem k tomu, že zpoždění, byť v rádech sekund, není na VRT žádoucí, údržba prakticky probíhá nepřetržitě, ovšem mezi tou denní a noční je velký rozdíl. Údržbové základny jsou určeny pro správu pár desítek km tratí (mimo jiné v závislosti na délce úseku a geografické poloze trasy). Základna pro údržbu sdružuje všechny provozní dovednosti potřebné pro každodenní provoz (zaměstnanci z různých profesí – experti na železniční svršek a výhybky, zabezpečovací a sdělovací zařízení, trakční vedení atd.).

Denní činnosti zahrnují především údržbu přístupů a příjezdů na VRT a práce na nich a přípravu na noční práce (logistická a materiálová příprava). Pracovní soupravy jsou odstaveny na bočních či kusých kolejích vyhrazených pro údržbu.

Běžné monitorovací operace a zásahy na trati jsou prováděny v noci, kdy je pozastaven komerční provoz. Jedná se o okénko 4–5 hodin, kdy je nutné provést veškeré činnosti nezbytné pro fungování VRT jako prohlídky mostů, výhybek, opravy apod.

Způsob, jakým bude koncesionář (anebo správce) spravovat svůj úsek vysokorychlostní trati, se výrazně podepíše na její kondici. Nastavené pokuty za minutová zpoždění vlaků jsou velmi vysoké, důsledná denní údržba a kontrola je tedy nedílnou součástí provozování VRT.

## 5. Závěr

V nejbližších letech nás čekají výstavby tří moravských úseků Rychlých spojení formou PPP. Jízda vlakem například z Olomouce do Ostravy pak zabere jen 30 minut. Tento model partnerství veřejného a soukromého sektoru umožní efektivní kombinaci financování, výstavby a údržby, což přispěje k rychlejší realizaci obou projektů.

### **Ing. Jan Kubelka, MBA**

Správa železnic, státní organizace  
Stavební správa vysokorychlostních tratí  
V Celnici 1028/10, 110 00 PRAHA 1 – Nové Město  
pracoviště: Jeremenkova 103/23, 779 00 Olomouc  
+420 601 103 131  
KubelkaJ@spravazeleznic.cz

### **Ing. Barbora Otrubová**

Správa železnic, státní organizace  
Stavební správa vysokorychlostních tratí  
V Celnici 1028/10, 110 00 PRAHA 1 – Nové Město  
pracoviště: Jeremenkova 103/23, 779 00 Olomouc  
+420 720 800 620  
Otrubova@spravazeleznic.cz,

# Rekonštrukcia železničných mostov cez Váh v sžkm 250,693, Žilina – Budatín, I. etapa

Lukáš Haluska, STRABAG s.r.o.,  
Ing. Filip Ballesteros, MONTIRP s.r.o.

## 1. Úvod

Na železničnej trati Žilina – Čadca štátna hranica sa začalo v novembri 2022 s prestavbou pôvodných železničných mostov. Spomínaný most je súčasťou stavby ŽSR, dostavba zriaďovacej stanice Žilina – Teplička a nadväzujúcej železničnej infraštruktúry v uzle Žilina. Návrh rekonštrukcie mostov vyplynul z dôvodu nevyhovujúceho stavu existujúcich oceľových mostov z hľadiska požiadaviek na priestorové usporiadanie modernizovaných tratí, nevyhovujúcej únosnosti mostov a požiadavky na zriadenie plavebného gabaritu šírky 36m v stredom poli. Kvôli výške hladiny rieky Váh bolo potrebné počas celej doby výstavby komunikovať s dispečingom vodné dielo Žilina a VN Hričov.

## 2. Pôvodný stav

V pôvodnom stave sa na mieste rekonštrukcie nachádzali 2 oceľové zvarané plnostenné mosty s dolnou prvkovou mostovkou. Pod každou koľajou boli 3 za sebou nasledujúce jednopoložné mosty. Nosné konštrukcie mostov boli tvorené plnostennými nosníkmi s rozpätiami 36m umiestnenými na dvoch oporách na oboch brehoch a na dvoch medziľahlých pilieroch v koryte rieky Váh.



Obr. 1 – Pôvodný stav železničných mostov

### 3. Postup rekonštrukcie v I. etape

Rekonštrukcia mostov sa zrealizovala formou výmeny existujúcich mostov za úplne nové mostné konštrukcie osadené na novú spodnú stavbu. Nové premostenie bolo navrhnuté pomocou dvoch samostatných nosných konštrukcií pod každou koľajou.

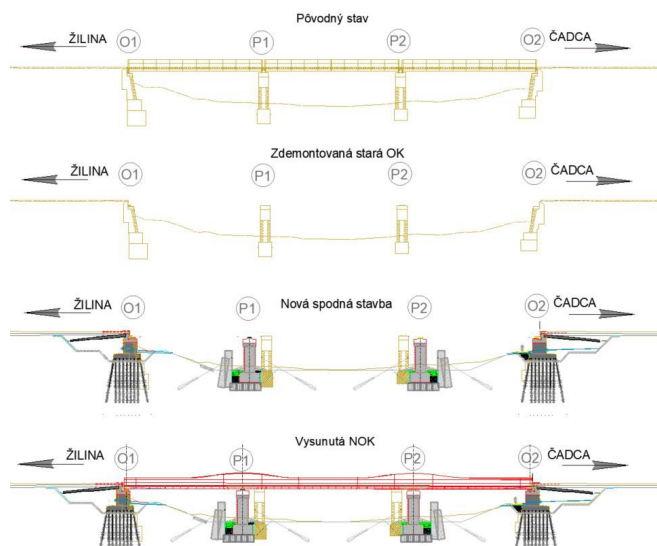
Pôvodná spodná stavba sa po etapách vybúrala a nahradila novými oporami spojenými s krídlami a dvomi medziláhlymi piliermi v koryte rieky Váh. V stredovom poli je uvažované s plavebným gabaritom šírky 36 metrov a výšky 5 metrov.

Výstavba mostov bola rozdelená na dve etapy, nakoľko musela byť zachovaná železničná doprava. Pre prvú etapu bola vo výluke koľaj č. 802 párna skupina. Koľaj č. 801 a teda aj most pod koľajou bol počas celej realizácii etapy č.1 v prevádzke.

#### I. etapa rekonštrukcie železničných mostov bola rozdelená na fázy:

- Demontáž starej oceľovej konštrukcie
- Odrezanie hláv starých pilierov
- Paženie výkopov stavebných jám
- Búranie starých opôr a výkopy zakladania nových opôr a pilierov
- Zakladanie a budovanie nových opôr a pilierov
- Montáž a výsuv NOK

Schematický náčrt (Obrázok č. 2) opisuje postup rekonštrukcie I. etapy od pôvodného stavu po výsuv NOK. Pre jednoznačnosť postupov nie je most na vedľajšej koľaji vykreslený. Búranie starých pilierov sa realizuje v II. etape rekonštrukcie po vylúčení druhej koľaje č. 801.



Obr. 2 – Postup rekonštrukcie mostov I. etapa



Obr. 3 – Rekonštrukcia mostov I. etapa

#### 4. Zakladanie a spodná stavba

Výstavba sa začala pažením stien pri opore č. 1 a opore č. 2 a súčasne sa realizovala plošina v koryte rieky pre založenie piliera P1. Ako násypový materiál plošiny bola použitá štrkodrva frakcie 0/63mm a lomový kameň, ktorý bol uložený po svahoch násypu, aby sa zabránilo vymývaniu malých častíc štrkodry.

Po dokončení paženia pri oporách sa začalo s postupným odkopom základovej škáry a búraním starej opory č. 1. Opora č. 1 je založená hlbkovo na mikropilotách o dĺžke 12 metrov. Pre I. etapu sa na opore č. 1 realizovalo 81 mikropilot.



Obr. 4 – Budovanie plošiny k pilieru P1



Obr. 5 – Paženie steny pri oporách



Obr. 6 – Realizácia mikropilót, opora č.1 – I. etapa

Ako spôsob paženia stavebnej jamy pre zakladanie pilierov v koryte rieky Váh bola použitá technológia tzv. trysková injektáž. Po zhotovení stĺpov tryskovou injektážou sa zrealizoval odkop cca 2,8metra od terénu a následne sa navrtali po obvodě jamy lanové kotvy pod uhlom 30 stupňov a dĺžkou 17 metrov. Počet kotiev pre pilier P1 bolo 32 kusov.



Obr. 7 – Trysková injektáž



Obr. 8 – Vrtanie lanových kotiev

Po predopnutí lanových kotiev sa pokračovalo s odkopom na úroveň základovej škáry. Následne sa začalo s budovaním samotnej konštrukcie piliera P1 – základ, driek piliera, úložný prah a podložiskové bločky a súčasne sa budovala aj opora č.1 – I. etapa. Pri pilieroch bolo výhodou, že obidva piliere sa dali budovať naraz pre obidve koľaje + most pre chodcov a cyklistov a to z dôvodu, že mali inú polohu ako staré piliere (podmienka dodržania 36metrov širokého plavebného gabaritu). Rovnaký postup sa realizoval aj pre oporu č.2 – I. etapa a pre pilier č. 2



Obr. 9 – Základová škára pilier P1



Obr. 10 – Realizácia jednotl. častí opory č.1 – I.etapa





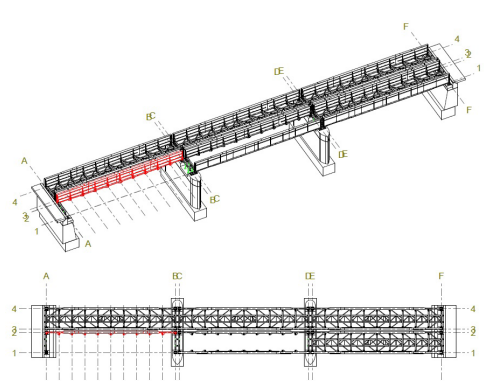
## 5. Výroba a montáž ocelevej konštrukcie železničného mosta

Od začiatku roku 2023 spoločnosť MONT IRP s.r.o. realizovala výrobu a neskôr v tom istom roku aj montáž ocelevej konštrukcie v rámci I. etapy rekonštrukcie železničných mostov cez Váh. Spolu s výsuvom a podlievaním ložísk sa realizácia dokončila v apríli 2024. Súčasťou prác bola aj odborná demontáž starej ocelevej konštrukcie, ktorej ukončenie dalo za zelenú odbúravaniu spodnej stavby pre I. etapu.

### 5.1. Demontáž starej ocelevej konštrukcie

Odborná demontáž bola navrhnutá na základe pôvodnej dokumentácie a zamerania skutočného stavu riešenej mostnej konštrukcie. Bol spracovaný postup demontáže, ktorý bol staticky posúdený.

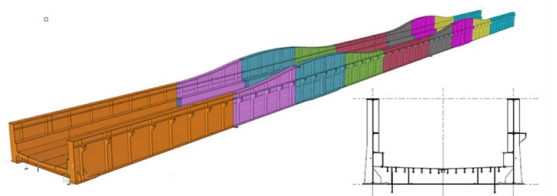
Postup pozostával z osamostatnenia hlavných nosníkov od mostníc, priečnikov a pozdĺžnikov a od samostatnej demontáže hlavných nosníkov za použitia autožeriavov, ktoré operovali z brehov rieky a z pracovných plošín v koryte rieky vybudovaných za účelom výstavby nových pilierov.



Obr. 13 – Demontáž starej ocelevej konštrukcie

## 5.2. Popis konštrukcie nového mosta

Zo statického hľadiska je konštrukcia oboch mostných konštrukcií navrhnutá ako spojitý 3–poľový celo zváraný oceľový trémový most s nábehmi hornej pásnice nad piliermi a s roz–pätiami polí 31,5m+46,2m+31,5m. Dĺžka oceľovej konštrukcie oboch mostov je 110,5m. Pre priebežné koľajové lôžko je navrhovaná dolná ortotropná mostovka s plechovým žlabom s vyspádovaním dna plechu. Váha konštrukcie je 480,5 t.



Obr. 14 – Rozloženie dielov oceľovej konštrukcie a priečny rez

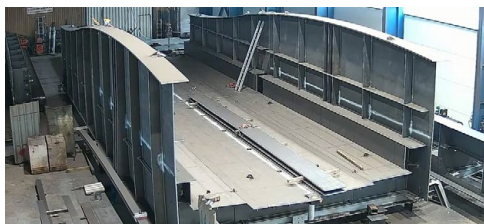
## 5.3. Výroba oceľovej konštrukcie

Výroba oceľovej konštrukcie prebiehala vo výrobnom závode MONT IRP s. r. o.. Za účelom zhotovenia oceľovej konštrukcie mosta bolo spracovaných 541,17 t plechov dodávaných s atestom kontroly 3.2. Konštrukčné oddelenie podľa zadania projektanta spracovalo VTD tak, že most je rozdelený na 27 jednotlivých dielov – pozdĺžne je rozdelený na 9 častí a priečne na 3 časti.

Na základe praktických skúseností boli niektoré detaily vo VTD upravené so súhlasom zodpovedného projektanta ako napr. zväčšenie oblúkov v tvarových výpalkoch v miestach kríženia zvarov pre správne nadojenie zvaru v oblúku, úprava geometrie montážnych zvarov a iné.

Prí zváraní konštrukcie boli použité aj mechanizované spôsoby zvárania. Väčšina tupých zvarov bola kontrolovaná nedeštruktívnymi kontrolami ako VT (vizuálna kontrola), PT (penetračná kontrola) a UT (ultrazvuková kontrola).

Vyrobená dvojica mostných polí – t.j. 6 dielov, bola vždy na dielni zostavená, tak pre účel dielenskej prebievky, ako aj pre kontrolu a úpravu častí montážnych zvarov. Po prebratí dielov v čiernom stave nasledovala aplikácia PKO v zmysle železničného predpisu TS14 s vrchným náterom v RAL 6029 – zelená.



Obr. 15 – Zostavenie dielov vo výrobe

Po aplikácii PKO boli mostné diely transportované na stavbu za pomoci nadrozmernej prepravy.

#### 5.4. Montáž

Montáž novej mostnej konštrukcie sa realizovala na brehu rieky na strane od Žiliny v tesnej blízkosti prevádzkovej koľaje.

Ešte pred samotným dovozom dielov na stavbu bolo úlohou vytvoriť pevnú zhutnenú pláň, ktorá mala slúžiť nie len na montáž ale aj pre výsuv konštrukcie.

Z dôvodu, že vedľajšia prevádzkovaná koľaj bola pozdĺž montážnej plošiny v prechodnici a v oblúku, bolo nutne montážnu plošinu a samotnú montáž s neskorším výsuvom realizovať v pootočení – t.j. os montovaného mosta nebola totožná ani rovnobežná s osou mosta v definitívnej polohe. Na zjednotenie osí slúžil bočný zásun jedného konca mosta.

Vzdušné vodiče vysokého napätia križujúce koľaj a montážnu plošinu umožňovali uloženie prvých dielov vo vzdialenosti cca. 30m od opory.

Diely boli osádzané za pomoci autožeriavu. Diely sa osádzali na montážny rošt po jednotlivých trojiciach postupom: najskôr diely hlavných nosníkov a potom sa medzi ne vložil posledný diel mostovky. Takto sa vyskladal celý most.

Veľkou výzvou bolo zváranie v zimnom období, priebežná mostovka vytvárala ochranu pred vplyvom počasia z vrchu. Zakrytím a vykurovaním konštrukcie v spodnej časti boli vytvorené podmienky vhodné pre zváranie.

Po ukončení zvárania sa na konštrukcii geodeticky zamerali miesta osadenia ložísk, ktoré sa následne vytýčili na ložiskové bloky opôr. Zhotoviteľ spodnej stavby podľa tohto vytýčenia vyhotovil diery pre osadenie ložísk.

Zhotovením PKO montážnych stykov dielov a opravami PKO na poškodených častiach sa ukončila montáž a konštrukcia bola odovzdaná na výsuv.



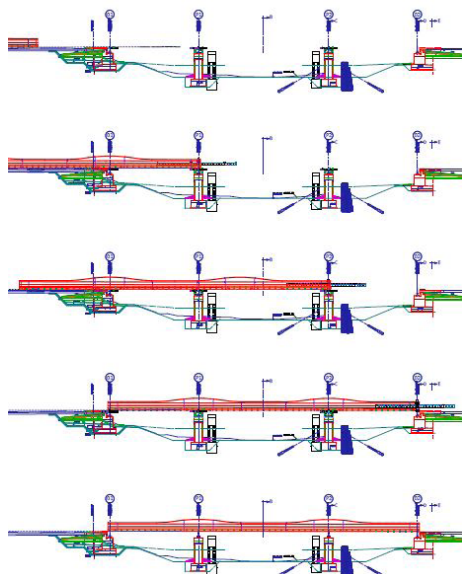
Obr. 16 – Montáž ocelevej konštrukcie

## 6. Výsuv mosta

Výsuv mosta prebiehal pri úplnom zostavení všetkých dielov v dĺžke 110,5 m a bol rozdelený na etapy:

- Výmenu montážneho založenia za výsuvné stolice
- Montáž dočasných konštrukcií na oporu 1 a piliere
- Výsuv mostu na oporu 1 (cca. 30 m)
- Montáž výsuvného nosa
- Výsuv za pilier 2 a demontáž výsuvného nosa
- Dosun konštrukcie na O2
- Priechod zásun na O1 a spustenie konštrukcie na výšku zaliatia ložísk

Most bol vysúvaný sústavou hydraulických valcov a lisov po krokoch, kde jeden krok spočíval z vysunutia konštrukcie piestami, zdvihom konštrukcie nad úroveň posuvných piestov, stiahnutie posuvných piestov do základnej polohy a polozenie konštrukcie späť na posuvné piesty pripravené pre ďalší krok. Najskôr bol most takto tlačенý z montážnej plošiny a po preskladaní stôlic potom aj z opory a piliera.



Obr. 17 – Postup a realizácia výsuvu



## 7. Ochrana mostovky

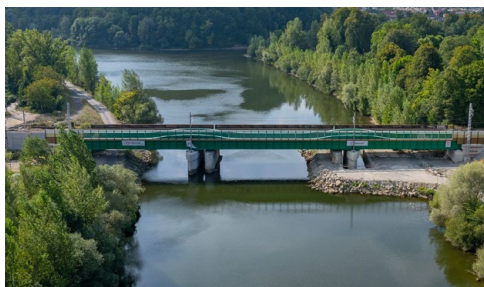
Na mostovkovej vani bola navrhnutá ochrana konštrukcie striekanou hydroizoláciou. Pre zníženie vibrácií mosta vplyvom jazdy vlaku a pre ochranu striekanej izolácie sa na vrstvu izolácie pokladala antivibračná rohož. Z dôvodu veľmi tesnej nadväznosti prác sa realizácia izolácie a pokládka rohoží uskutočňovali v procese vysúvania ocelevej konštrukcie.

## 8. Záver I. etapy a nadchádzajúca realizácia II. etapy

Potvrdením únosnosti mosta statickou zaťažovacou skúškou bol most odovzdaný do predčasného užívania a tým sa ukončila I. etapa rekonštrukcie.

V II. etape spolupráce spoločností MONT IRP s.r.o a STRABAG s.r.o. na rekonštrukcii železničných mostov cez Váh sa bude realizovať demontáž ocelevej konštrukcie pod 2. koľajou, odbúranie starých opôr a pilierov a budovanie nových opôr, na ktorých okrem železničných mostov bude osadená lávka pre peších a cyklistov. Súčasne s výstavbou opôr prebieha výroba a montáž oceleových konštrukcii lávky a mosta, ktoré sa budú v tesnom časovom závese za sebou vysúvať.

## 9. Účastníci stavby



Obr. 18 – Dokončenie I. etapy rekonštrukcie – most v prevádzke

Investor:	Železnice Slovenskej republiky
Generálny projektant:	REMING CONSULT a.s.
Hlavný zhotoviteľ:	„Združenie pod Dubňom“
Zhotoviteľ spodnej stavby:	STRABAG s.r.o.
Zhotoviteľ NOK a demontáž OK:	MONT IRP s.r.o.
Zakladanie:	KELLER s.r.o.
Výsuv NOK:	M-TEK s.r.o.

**Lukáš Haluska**  
STRABAG s.r.o.  
M. R. Štefánika 73, 010 01 Žilina  
+421 911 495 141  
lukas.haluska@strabag.com  
www.strabag.com

**Ing. Filip Ballesteros**  
MONT IRP s.r.o.  
ul. Oceliarska 2, 010 01 Žilina  
+421 910 338 272  
ballesteros@montirp.com  
www.montirp.com

# První použití polymerových mostnic na železničním mostě v km 82,887 trati Nová Pec – Černý Kříž

Ing. Hana Ponczová, Správa železnic, státní organizace

## 1. Úvod

Mostní objekty jsou nedílnou součástí dopravní cesty a představují klíčový prvek železniční infrastruktury. Ačkoliv mosty s prvkovou mostovkou patří k jednomu z nejstarších typů železničních mostních konstrukcí a v posledních letech je trend je spíše nahrazovat modernějšími konstrukcemi s průběžným kolejovým ložem, v síti Správy železnic jich máme stále nezanedbatelné množství. Ve správě bychom aktuálně našli přibližně 1700 mostních konstrukcí s celkovým množstvím cca 53 tis. mostnic. Je tedy zřejmé, že tento typ konstrukcí i v dnešní době stále neztrácí na významu.

Historicky bylo tradičním materiálem na výrobu mostnic dřevo (v posledních letech z důvodu odolnosti proti biotickému napadení výhradně dřevo dubové) s trvanlivostí ve třídě použití 4 (dle ČSN EN 335–1, 2). Aby dřevěné podpory splňovaly požadavky pro použití pro stavby nebo údržbu dráhy, musí být dle OTP Dřevěné kolejnicové podpory pro železniční dráhy tlakově impregnovány.

Impregnace je proces, při kterém se do dřeva vpravuje biocidní látka, která má za úkol zabránit působení biotických činitelů na degradaci fyzikálně mechanických vlastností mostnice. Ochranným prostředkem používaným k impregnaci dřeva jsou tradičně využívány kreosotové oleje (produkt vyráběný destilací černouhelného dehtu), které však byly klasifikovány jako karcinogenní a nebezpečné pro životní prostředí, což znamená, že jeho používání začalo být v EU přísně regulováno. Směrnice Evropského parlamentu 98/8/ES a následně nařízení 528/2012 stanovují, že biocidní přípravky obsahující kreosot by měly být postupně stahovány z trhu, což vyvolalo potřebu hledat alternativy k této impregnační látce.

Jako možné alternativy se nabízí několik možností jako na příklad:

1. Mostnice impregnované alternativní impregnační látkou.
2. Neimpregnované mostnice.
3. Mostnice z netradičních (tropických) dřevin.
4. Mostnice z nedřevěných materiálů – ocel či syntetika.

Ty s sebou nesou řadu hledisek, které je potřeba pečlivě prozkoumat a posoudit. V první řadě se jedná o mechanické vlastnosti (ovlivňující únosnost a tvarovou stálost), odolnost, bezpečnosti, životnost, soulad se systémem, který jsme zvyklí používat a v neposlední řadě také ekonomický smysl.

Z nabízených možností v současné době věnujeme hlavní pozornost posuzování syntetických mostnic, jejichž použití přináší řadu výhod. Především se jedná dlouhou životnost, odolnost proti vlhkosti a biotickému napadení, která vede ke snížení nákladů na správu a údržbu a v některých případech také možnost recyklace.

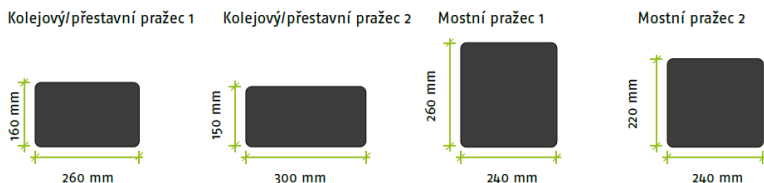
Vývoji syntetických kolejnicových podpor se ve světě věnuje celá řada firem, které navrhují své specifické systémy z různých materiálů od recyklovaných plastů vyztužených vlákny či ocelovými výztužemi po primární polymery vyztužené vlákny. Jednou z nich je i německá firma KRAIBURG STRAIL GmbH & Co. KG, jejichž mostnice STRAILway byly v rámci provozního ověřování instalovány na prvním železničním mostním objektu v České republice.

## 2. Pražce/Mostnice Strailway

Polymerové pražce a mostnice STRAILway nabízí moderní a ekologickou alternativu k tradičním dřevěným mostnicím. Jsou vyrobeny ze směsi polyolefinů vyztužených vlákny, která je navržena tak, aby odolávala povětrnostním vlivům, UV záření a zajistila potřebnou mechanickou odolnost. Vnější plocha pražce je uzavřená, kompaktní, nepropustná a jádro je porézní. Pražce jsou vyráběné v několika základních rozměrech (viz tabulka), přičemž délku lze díky kontinuálnímu principu výroby volit variabilně dle potřeb konstrukce, v níž jsou pražce umístěny.



Obr. 1



Obr. 2

*První použití polymerových mostnic na železničním mostě v km 82,887  
trati Nová Pec – Černý Kříž*

Rozměry	Výška [mm]	Šířka [mm]	Délka [mm]	Váha [kg/m]
Kolejový/výhybkový pražec 1	160	260	variabilní	50
Kolejový/výhybkový pražec 2	150	300		54
Mostnice 1	260	240		69
Mostnice 2	220	240		65

Dle provedených zkoušek odpovídají materiálové charakteristiky hodnotám v následující tabulce.

Materiálové specifikace	Hodnota	Jednotka	Norma
Hustota	1,20 – 1,30	g/cm <sup>3</sup>	ISO 1183
Pevnost při ohybu	60	MPa	ISO 178
Modul pevnosti při ohybu	5000	MPa	ISO 178
Pevnost v tlaku	45	MPa	ISO 527
Pevnost v tahu	50	MPa	ISO 604

Produktové specifikace	Pozn.	Hodnota	Jednotka
Modul pružnosti v tahu	Kolejový/výhybkový pražec	4800	MPa
Modul pružnosti v tahu	Mostnice	3500	MPa
Koeficient tepelné roztažnosti $\alpha T$	Kolejový/výhybkový pražec	$37 \cdot 10^{-6}$	1/K
Koeficient tepelné roztažnosti $\alpha T$	Mostnice	$45 \cdot 10^{-6}$	1/K
Vytahovací síla šroubu	Zkouška svislým zatížením	>60	kN
Elektrický odpor	Elektrický odpor mezi dvěma kolejnicemi	>100	k $\Omega$
Oblast použití (teplota)	–	–30 až +80 °C	

### 3. Zkušební objekt

V rámci provozního ověření byl jako vhodný objekt zvolen most v km 82,887 trati Černý Kříž – Nová Pec (TÚ 0491 Rožnov (mimo) – Černý Kříž (mimo), DÚ 24 Nová Pec – Černý Kříž), který se nachází na přírodovědně cenném území Národního parku Šumava. Cílem instalace

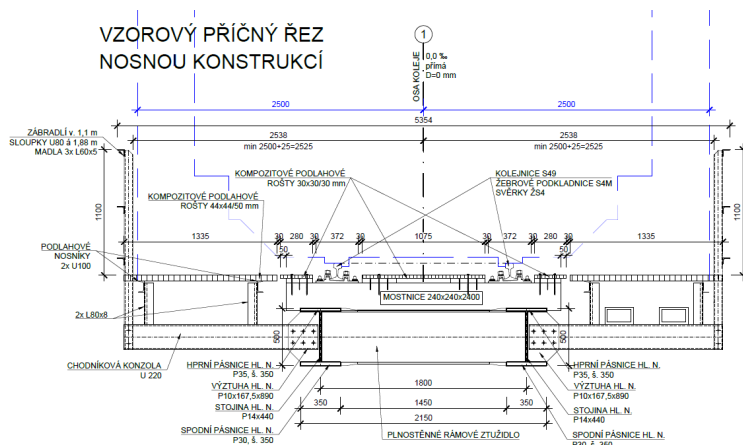


## První použití polymerových mostnic na železničním mostě v km 82,887 trati Nová Pec – Černý Kříž

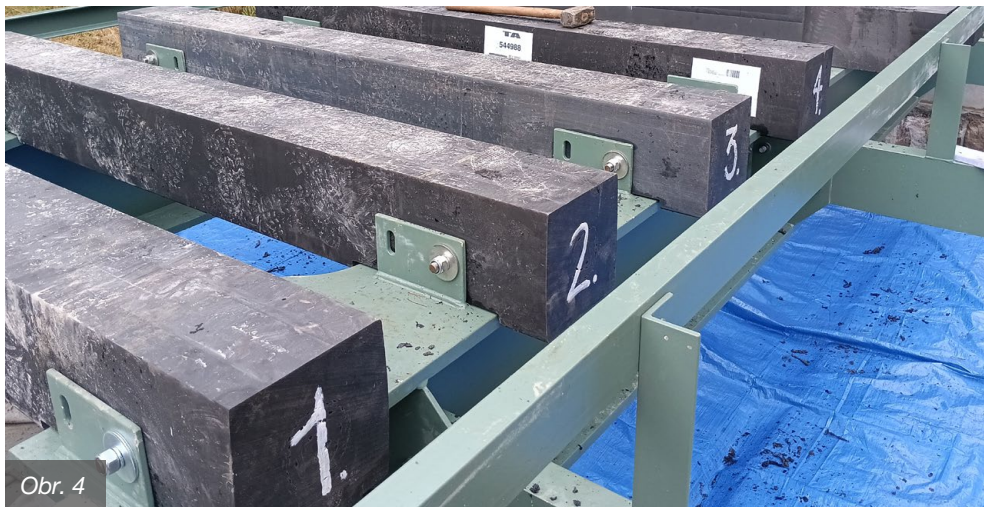
je ověřit vlastnosti polymerových mostnic v reálném provozu a také zajistit dlouhou životnost v klimaticky a provozně náročném prostředí, optimalizaci údržby a minimalizaci dopadů na životní prostředí.

Mostní objekt včetně přechodových oblastí byl kompletně zrekonstruován, původní ocelová nýtovaná konstrukce byla nahrazena novou ocelovou svařovanou konstrukcí s chodníkovými konzolami.

Jedná se o jednokolejný most o rozpětí 5,74 m s nosnou konstrukcí délky 6,75 m, který je standardním způsobem osazen 11 ks plošně uložených mostnic a 2 ks pozednic o rozměrech 240x240x2400 mm. Z důvodu plynulého náběhu změny tuhosti jsou z každé strany mostu výběhy do trati osazené 10 ks polymerových kolejových pražců rozměru 160x260x2600 mm.



Obr. 3



Obr. 4



#### 4. Závěr

Inovativní aplikace polymerových mostnic na železničním mostě na trati Nová Pec – Černý Kříž představuje důležitý krok k modernizaci a ekologizaci železniční infrastruktury. Předpokládáme, že tato realizace dokáže, že použití moderních materiálů může povýšit nejen technické, ale i environmentální požadavky a výsledky tohoto projektu mohou pomoci otevřít cestu pro širší použití prvku v železničním stavitelství. V současné době však prozatím vzhledem ke vstupní ekonomické náročnosti dává smysl použití spíše v pečlivě posouzených případech.



**Ing. Hana Poncová**  
Správa železnic, státní organizace  
+420 606 054 263  
poncovova@spravazeznic.cz

# Dlouhodobý monitoring a posouzení druhého největšího železobetonového oblouku v Loučkách

prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze,  
Ing. Jan Bažil, Pontex, spol. s r.o.

## 1. Úvod

Předmětem příspěvku je prezentace jak poruch, zjištěných na toto mimořádné konstrukci, tak návrhu, provedení a výsledků monitoringu, a následně i výsledků numerického modelu a statického posouzení.

## 2. Popis mostu a zjištěných poruch

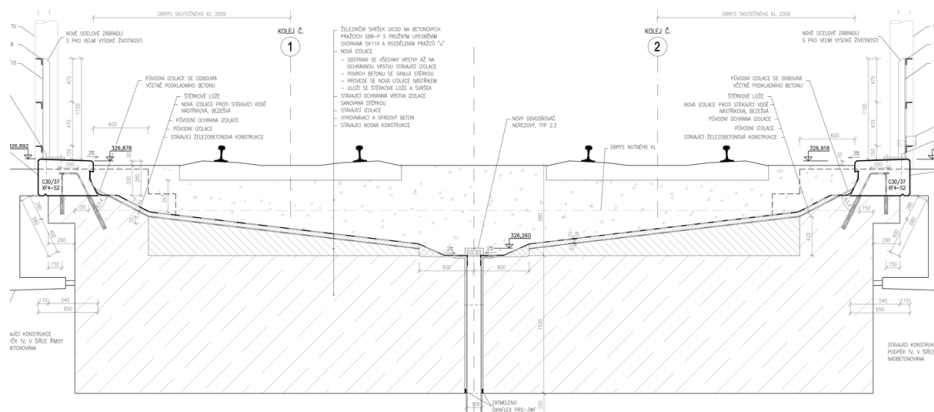
Stávající mostní objekt z roku 1953 se nachází na TÚ 2031 Brno–Židenice (mimo) – Havlíčkův Brod (m) (vč.st Tunel–H.B), ev. km 35,529. Most převádí dvoukolejnou železniční trať přes údolí řeky Loučky. Předmětem přemostění je i okresní silnice, polní cesta a opuštěný vodní náhon v intravilánu vesnice Dolní Loučky.



Obr. 1 – Celkový pohled na most

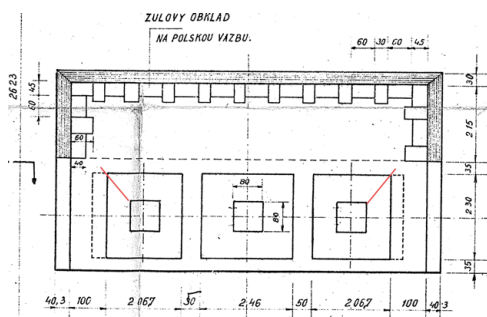
## Dlouhodobý monitoring a posouzení druhého největšího železobetonového oblouku v Loučkách

Most má celkem 9 mostních otvorů, 8 pilířů a 2 opěry. Nosná konstrukce mostu je tvořena sedmi železobetonovými přesýpanými klenbami o kolmé světlosti 16,00m, dále železobetonovým obloukem s horní mostovkou o kolmé světlosti 107,50m a s rozpětím 110,00m. Poslední část nosné konstrukce je tvořena železobetonovou deskou s kolmou světlostí 14,90m a s rozpětím 16,50m. Šířka mostu je 9,50m. Osová vzdálenost kolejí na mostě je 4,00m.



Obr. 2 – Příčný řez mostem

Hlavním důvodem pro zřízení monitoringu bylo zjištění trhlin v pilíři P7, kde tyto svislé trhliny prostupují výšku celého pilíře. Trhliny jsou umístěny v krajních rozích pilíře blíže ke klenbové části mostu. Šířka trhlin dosahuje lokálně až 2 mm. Jejich příčina byla nejasná a s ohledem na velikost bylo zadáním správně zjistit jejich příčinu a závažnost. Dále byla zjištěna minimální dilatační spára rovněž nad tímto pilířem. To vedlo k podezření na poruchy založení, které by mohly být pro most zásadní.



Obr. 3 – Poloha trhlin na P7 a detail



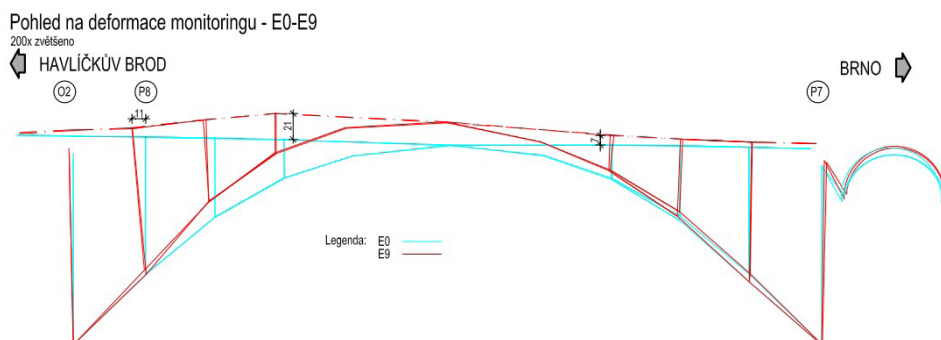
Obr. 4 – Sražená závěrná zídka a NK nad P7

### 3. Návrh a výsledky dlouhodobého monitoringu

Monitoring byl navržen komplexně, aby podchytil jak globální geometrické chování mostu, tak i lokální vlivy v oblasti trhlin. Sledované období zahrnovalo 1.7.2022 až 30.4.2024. Použity byly jak měřicí ústředny EMS DV 803, tak bezdrátové měřicí ústředny od společnosti Statotest a optická měřicí jednotka FB-Guard.

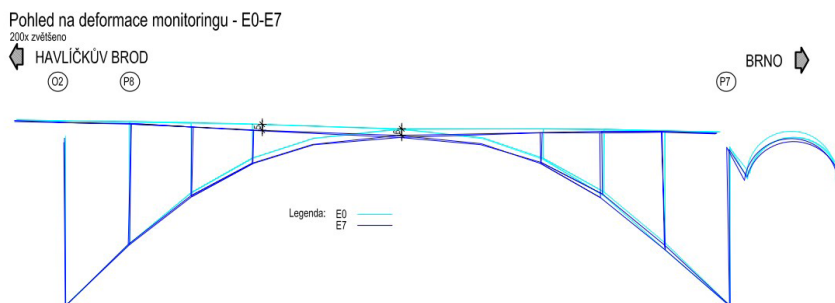
Na nich byly použity šidla ve formě odporových tenzometrů (měřící poměrné přetvoření kolejnice a oblouku), dále potenciometrické snímače dráhy (posuny trhlin a dilatace mostu), teplotní snímače měřící teplotu pod povrchem oblouku a optické tenzometry sledující poměrné přetvoření oblouku (extenzometry na bázi optických vláken). Dále bylo za pomoci totálních stanic prováděno geodetické sledování deformací, a to každé 2 měsíce.

Jak je patrné na obrázcích, chování oblouku je i přes jeho teoreticky symetrické uložení nesymetrické. Tomu odpovídají i silně nesymetrické posuny na koncích trámů. NK je u pilíře P7 v letním období doražena na závěrnou zídku a nedilatauje, což vede k tomuto chování. V zimě se od ní oddálí a již reaguje na teplotu a dopravní zatížení



Obr. 5 – Deformace v teplém období, maximum – NK se zdvihá nahoru

## Dlouhodobý monitoring a posouzení druhého největšího železobetonového oblouku v Loučkách

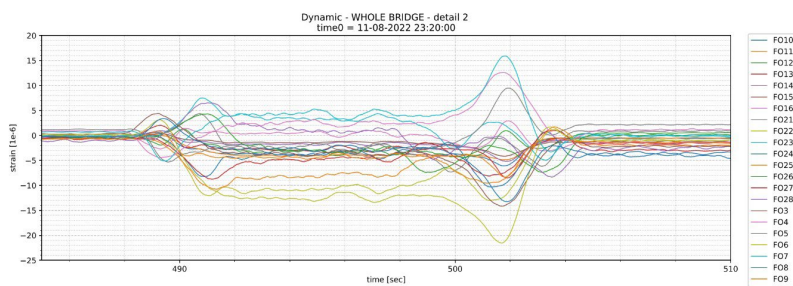


Obr. 6 – Deformace v chladném období, minimum – NK klesá dolů

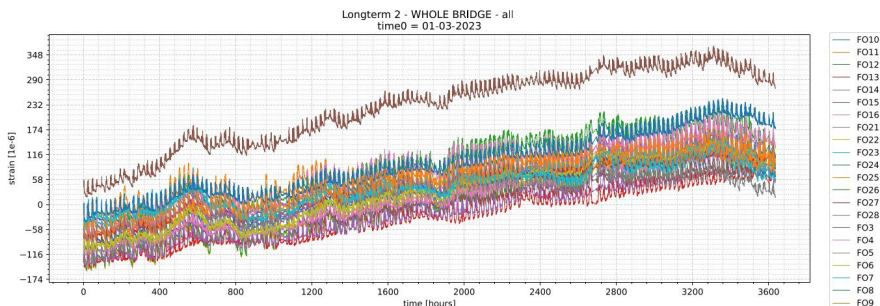
Teplota vzduchu se ve sledovaném období pohybovala v rozmezí od  $-11,75\text{ }^{\circ}\text{C}$  do  $40,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Zajímavé jsou velké rozdíly mezi levou a pravou stranou mostu, způsobené osluněním, extrémní rozdíly se pohybují okolo  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$

Dalším poznatkem bylo, že trhliny na pilíři P7 vykazovaly jen minimální změny v řádu desetin milimetru. Zjištěna byla jen mírná reakce na změnu teploty, nicméně žádné dlouhodobé změny nebyly pozorovány.

Optické tenzometry ukazovaly na malou reakci oblouku na zatížení dopravou, zde byla velmi cenná vysoká citlivost optiky s ohledem na minimální hodnoty poměrného přetvoření. Zásadní pro namáhání oblouku je ale teplota, jejich účinky jsou naprosto dominantní.



Obr. 7 – Poměrné přetvoření oblouku při průjezdu vlaku



Obr. 8 – Poměrné přetvoření oblouku od teploty

Z hlediska interakce most–kolej byl zjištěn proměnný podélný plastický odpor koleje  $r_{x,0,n} = 18,5 \pm 6,6$  kN/m – což je dáno velmi malou atypickou tloušťkou kolejového lože.

Diagnostický průzkum provedený na vývrtech z oblouku a NK byl zaměřen na získání parametrů pro numerický model mostu. Důležitým výsledkem byla průměrná hodnota statického modulu pružnosti je:

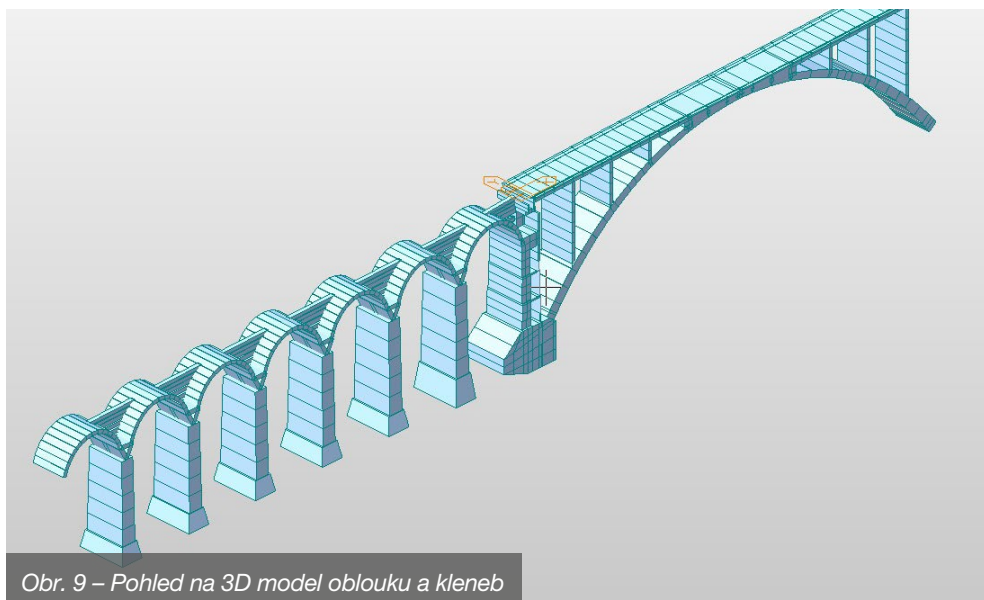
- oblouku 36,0 GPa,
- stojek 34,8 GPa,
- mostovky 27,4 GPa,
- pilíře 19,5 GPa.

Beton oblouku, trámu a stojek lze zařadit jako beton třídy C35/45, beton pilíře je výrazně horší a odpovídá třídě C12/15.

#### **4. Statická analýza mostu a příčiny poruch**

Statické výpočty zpracovávala v rámci sdružení společnost PONTEX. Zde v rámci analýzy bylo potřeba reflektovat různé okrajové podmínky vycházející ze zjištění monitoringu, tedy zejména zda je či není NK opřena o závěrnou zídku. Pro analýzu byly vytvořeny celkem 4 výpočetní modely v systému MIDAS:

- prutový model pro samotný oblouk, pro ověření chování, analýzu postupu výstavby,
- prutový model oblouku + kleneb s uvažováním opřením NK o závěrnou zídku,
- prutový model oblouku a kleneb s NK bez kontaktu se závěrnou zídku,
- 3D Solid výpočetní model pro analýzu trhlin v podestách pilíře.



*Obr. 9 – Pohled na 3D model oblouku a kleneb*

## *Dlouhodobý monitoring a posouzení druhého největšího železobetonového oblouku v Loučkách*

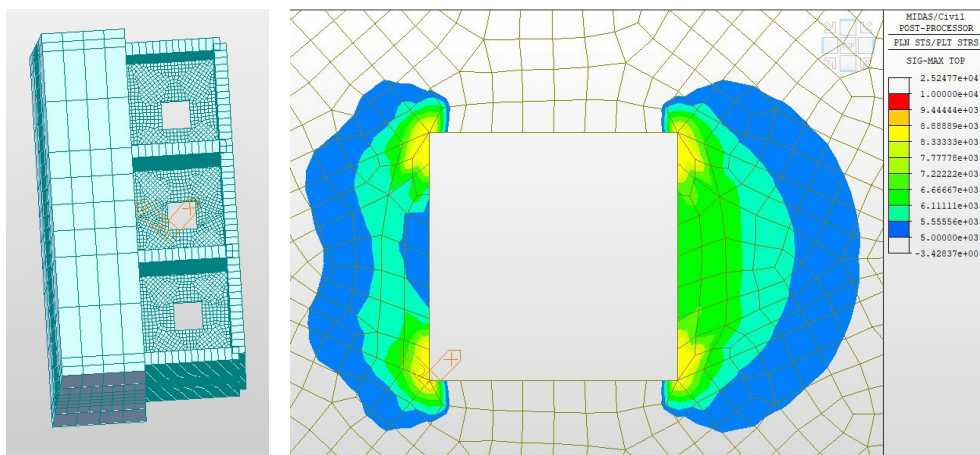
Na modelech byla prováděna parametrická analýza možných vlivů a příčin poruch. Mimo jiné byl zkoumán možný vliv deformace základu – pohyby v základové spáře. Bylo zjištěno, že:

- sednutí základu má nevýznamný dopad na vodorovné posuny,
- při pootočení základu by vlivem mnohem větší osové síly z oblouku by došlo spíše k pootočení na druhou stranu – od NK,
- oddělení původního základu a rozšíření je velmi nepravděpodobné – posun v hlavě pilíře by se musel projevit na nejbližší klenbě, ale trhliny v NK nejsou zřejmé,
- na konstrukci nejsou zřejmé poruchy, vlivem kterých by došlo k naklonění pilíře v jednotkách cm.

Z uvedených důvodů byla tato hypotéza opuštěna. Dále byl zpracován 3D Solid výpočetní model pro analýzu trhlin v podestách, kde byly použity objemové prvky. Ten potvrdil, že v souladu s minimálním pohybem trhlin se nejedná o trhliny vzniklé namáháním dominantně dopravou.

S největší pravděpodobností se jedná o trhliny způsobené smršťováním, důvodem je že desky jsou vyztužené velmi slabě, výztuž Roxor R10/150 při obou površích, což dnes odpovídá profilu výztuže cca 8 mm, což je velmi slabé vyztužení, navíc chybí diagonální výztuž.

Napětí v podestě od smrštění je patrné na obr. 10.



Obr. 10 – Pohled na 3D Solid model oblouku a tahové napětí v podestě od smrštění

## 5. Závěr

Z analýzy vyplývá, že sražená dilatační spára nosné konstrukce nad P7 byla evidentně ještě před osazením závěru v roce 2008 i před související rekonstrukcí, i podle charakteru zazubení spáry to odpovídá spíše stavu po dokončení mostu. Trhliny zcela jistě nebyly způsobeny rekonstrukcí v letech 2008–2012. Nejpravděpodobnější je vznik v době po dokončení mostu.



*Dlouhodobý monitoring a posouzení druhého největšího  
železobetonového oblouku v Loučkách*

Most má i tak poměrně dobrou zatížitelnost  $Z_{LM71}=1,1$ . Oprava trhlin injektáží i provedení dilatační spáry se doporučuje při dalším rekonstrukčním zásahu, i když most nefunguje dle předpokladů, staticky i tak funguje přijatelně a akutní zásahy nejsou nutné.

**prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.**  
Fakulta stavební ČVUT v Praze  
+420 602 250 860  
pavel.ryjacek@fsv.cvut.cz

# Rekonstrukce mostu přes D10 v km 5,703 trati Čelákovice – Neratovice

Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., Ing. Libor Marek, Ing. Jan Svitavský,  
TOP CON SERVIS s.r.o.

## 1. Úvod

Most v km 5,703 na trati Čelákovice – Neratovice převádí jednokolejnou, neelektrifikovanou, regionální trať přes dálnici D10. Z důvodu narůstající intenzity silniční dopravy mezi Prahou a Mladou Boleslaví se připravuje zkapacitnění stávající dálnice D10 na směrově rozdělenou šestipruhovou komunikaci kategorie D33.5/130. Délka modernizovaného úseku dálnice je cca 44 km. Modernizace dálnice se připravuje ve stávající trase, směrové a výškové uspořádání zůstane zachováno. Součástí stavby budou i vyvolané přeložky inženýrských sítí technické infrastruktury. Kromě modernizace hlavní trasy budou provedeny přestavby všech mimoúrovňových křížení, rozšíření stávajících mostů, případně jejich demolice a nahrazení mosty zcela novými. Celý úsek je rozdělen na 8 stavebních úseků, které budou postupně realizovány. V úseku 1003 Brandýs nad Labem – Stará Boleslav se nacházejí dva železniční nadjezdy, které budou muset být kompletně přestavěny. Jedním z nich je i most v km 5,703 trati Čelákovice – Neratovice.

## 2. Původní stav

Od svého počátku je dálnice překlenuta mostem o 4 polích (Obr. 1). Krajní pole měla délku 13,2 m a 11,2 m. Jednalo se o dvě železobetonové desky s prefabrikovanými římsovými konzolami. Dvě střední pole byla tvořena 8 ks předem předpjatých betonových nosníků (typ MT–Armabeton Prunéřov), vzájemně sepnutých do dvou celků po 4 ks nosníků. Římsy byly rovněž prefabrikované konzolové. Rozpětí nosníků bylo 17,9 m. Délka mostu byla 67,50 m. Konstrukce byla uložena na ložiscích Gumokov.



Spodní stavba byla železobetonová, hlubinně založená na velkopřůměrových pilotách. Na krajích byly na ně nabetonovány úložné prahy opěr, uprostřed byly piloty vytaženy do podporových pilířů (3 ks), zakončené úložnými prahy staviva. Hodnocení stavebního stavu K2/S2 z poslední revize z r. 2020 umožňovalo provést rekonstrukci ve formě sanace, ale vzhledem k blížící se výstavbě rozšíření dálnice D10 by tyto prostředky byly zmařenou investicí, protože rozšíření dálnice neumožní zachování původní nosné konstrukce ani spodní stavby.

### 3. Nový stav

Rekonstrukce mostu spočívala v náhradě celé nosné konstrukce za novou s rozpětím 68m, uloženou na nové spodní stavbě. Nová nosná konstrukce je ocelová, celosvařovaná, s ortotropní mostovkou, se štěrkovým ložem a bezstykovou kolejí (Obr. 2, 3, 7, 8).

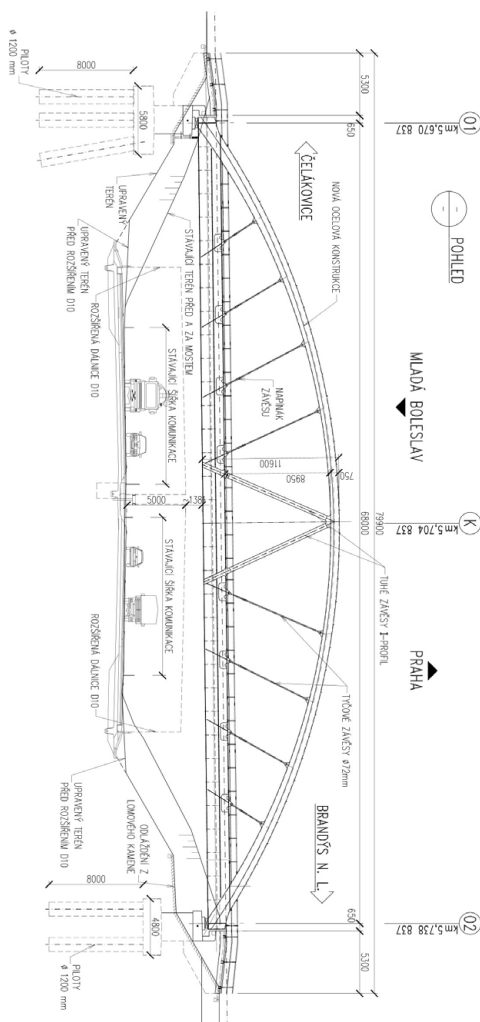
Hlavní nosníky tvoří atypický Langerův trám s šikmými závěsy a dvojicí tuhých závěsů ve středu mostu. Tyto dva tuhé prvky na každém hlavním nosníku mají několik statických funkcí. Umožňují navrhnout štíhlejší trám a zároveň zvětšují tuhost trámu s obloukem. Konstrukce tím dosahuje vhodných dynamických vlastností a nedochází k rezonanci se zatížením dopravou. Tuhé závěsy s vrcholovým příčником tvoří rám, čímž podporují oblouky v příčném směru mostu proti jejich vybočení. V šikmých tyčových závěsech způsobuje stálé zatížení a zatížení dopravou pouze tahové namáhání. Tyčové závěsy jsou systémové výrobky společnosti Macalloy. Ke konstrukci jsou závěsy připojeny prostřednictvím šroubových koncovek a čepů, osazených do styčnickových plechů nosné konstrukce. Závěsy mají nalisované závit, tzn. nedochází k oslabení průřezu závitem. V dolní části je u každého závěsu umístěn napínák, kterým bylo do závěsu vneseno počáteční předpětí. Systém závěsů byl na jiných stavbách výrobcem testován na únavovou životnost. Výsledky testů byly zohledněny ve statickém výpočtu. Ocelová konstrukce je vyrobena z oceli řady S355, tyčové závěsy jsou z oceli řady S460. Celá konstrukce je opatřena standardní protikorozní ochranou se žárovým pozinkováním.

Nové opěry jsou monolitické železobetonové, mají rovnoběžná vyvěšená křídla a železobetonové římsy. Na základě výsledků IGP bylo navrženo hlubinné založení opěr. Piloty jsou situovány po obvodě základu. Opěra O1 (s pevným ložiskem) je založena na velkopřůměrových pilotách Ø1200mm délky 8m–12 ks. Vnitřní piloty přední řady jsou ukloněny o 10°. Skloněním pilot narůstá tuhost opěry v podélném směru a společně s opatřením na

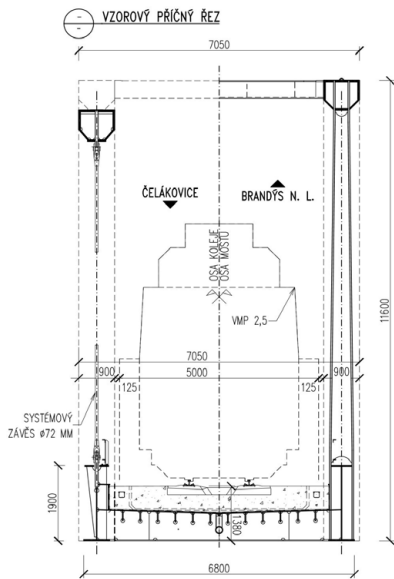
## Rekonstrukce mostu přes D10 v km 5,703 trati Čelákovice – Neratovice

železničním svršku umožňuje na mostě zřídit bezстыkovou kolej. Opěra O2 je rovněž založena na velkopřůměrových pilotách Ø1200 mm délky 8 m – 8 ks.

Konstrukce je uložena na kalotových ložiskách a na koncích nosné konstrukce jsou osazeny lamelové mostní závěry. Odvodnění žlabu kolejového lože mostu je primárně zajištěno střechovitým příčným sklonem povrchu 3 %, směrem do podélné osy. Srážková voda je odváděna lokálními odvodňovači umístěnými v těchto úžlabích do podélného svodu a následně podél opěry a skluzem do vsakovací jámky. Zábradlí na mostě je provedeno z podélných ocelových L profilů, které jsou přišroubovány do horní pásnice trámu. Na konstrukci jsou osazeny revizní oka, která umožňují přichycení horolezeckého vybavení pro revizi horních pásů hlavních nosníků.



Obr. 2 – Pohled



Obr. 3 – Vzorový příčný řez



Obr. 4 – Nový stav

## 4. Postup výstavby

Před zahájením prací začala výroba ocelové konstrukce v mostárně OK Třebestovice. Mostovka i oblouky byly vyrobeny na několik montážních dílů, kdy mostovka byla dělena jak podélně, tak příčně. Na stavbě začaly přípravné práce v podobě výstavby pažení, pomocných konstrukcí atd.

Po zahájení výluky na trati, trvající 90 dnů, byly vrtány piloty z úrovně nasypného dočasněho tělesa za stávajícími opěrami. Demolice staré konstrukce a mezilehlých pilířů mohla být provedena pouze při úplném uzavření dálnice. Uzavírka byla s ŘSD dohodnuta na max. 14 hodin v noci ze soboty na neděli (Obr. 5). Pro demolici byla ze zeminy a štěrku postavena ochrana vozovky dálnice a proběhla demolice. Krajiní opěry byly odstraněny již za provozu na dálnici.

Následně proběhly výkopové práce a byla postavena nová spodní stavba. V průběhu její výstavby byla na montážní plošině svařena konstrukce do jednoho celku. Systémové tyčové závěsy byly osazeny na konstrukci a byla provedena jejich aktivace předepnutím. Předepnutí probíhalo postupně při mezilehlém podepření konstrukce, a to vždy v jednom kroku u každého závěsu. Po odstranění mezilehlého podepření, tzn. konstrukce byla podepřena již pouze na koncích v místě budoucích ložisek, byla provedena rektifikace u několika závěsů. Tím byla konstrukce připravena k přesunu do mostního otvoru.



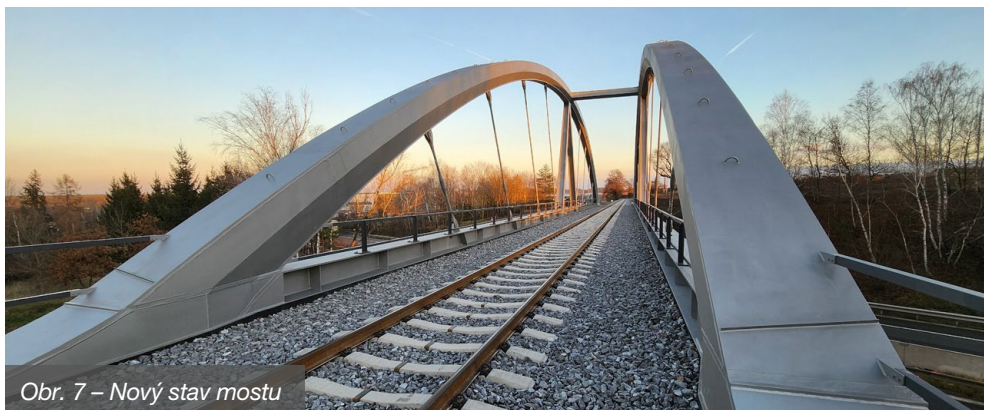
Obr. 5 – Demolice starého mostu

V projektu byl z montážní plošiny navržen příčný a podélný posun konstrukce před opěru. Tyto přesuny byly zhotovitelem nahrazeny za přesun dvěma největšími pásovými jeřáby Liebherr LR 1750, které jsou v České republice k dispozici. Když byla konstrukce v požadované poloze, uložena jedním svým koncem na montážní podpěře před opěrou a druhým koncem na železničním tělese, mohlo dojít k jejímu převázání z dvojice jeřábů na pouze jeden. Opět následovalo uzavření dálnice na 14 hodin ze soboty na neděli. Jeden pásový jeřáb zdvihl konstrukci. U pásového jeřábu byla využita jeho možnost pojezdu s naloženým břemenem ještě několik desítek metrů (Obr. 6). Bez tohoto pojezdu by s ohledem na vyložení a striktní požadavky na co nejmenší omezení dopravy v tomto úseku D10 nebylo možné konstrukci jeřábem osadit.



Obr. 6 – Osazení konstrukce pásovým jeřábem s pojezdem

Konstrukce byla osazena na pomocné hydraulické zdviháky a následně usazena na ložiska do definitivní polohy. Po osazení konstrukce na ložiska byla provedena rektifikace sil v závěsech. Ta byla provedena velmi rychle v průběhu jednoho pracovního dne. Bylo zřízeno šterkové lože a provedeny dokončovací práce. Součástí stavby byla i rekonstrukce navazujících úseků trati a dva propustky směrem do Čelákovic.



## 5. Závěr

Na konstrukci byla provedena jak statická, tak i dynamická zatěžovací zkouška. Konstrukce byla uvedena do provozu v listopadu 2024.

Hlavními účastníky celé stavby byli:

Investor:	Správa železnic, státní organizace, Stavební správa západ
Projekt stavby:	TOP CON SERVIS s.r.o., Prodin a.s.,
Zhotovitel stavby:	EUROVIA CZ a.s., OK Třebestovice a.s.

**Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., Ing. Libor Marek, Ing. Jan Svitavský**  
TOP CON SERVIS s.r.o.  
+420 731 108 109  
lojik@topcon.cz

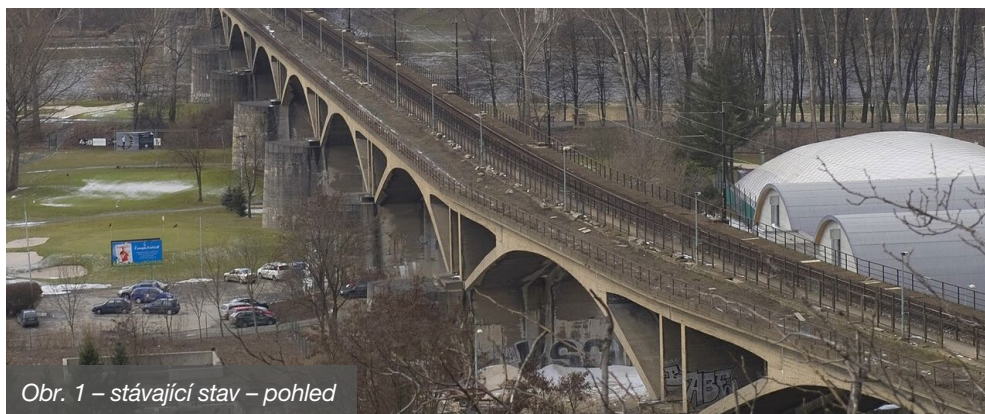
# Rekonstrukce „mostu Inteligence“

Ing. Jakub Tožička, Metrostav TBR a. s.

## 1. Základní informace

Rekonstrukce Branického mostu, známého též jako most Inteligence začala na začátku července 2023. Po dokončení mostu v roce 1955 se jedná o první kompletní rekonstrukci po téměř 70 letech. Jeden z hlavních cílů plánované rekonstrukce bylo především zkapacitnění železniční trati pro potřeby objížděné trasy v době odklonu vlaků mezi Prahou a Plzní a po dobu plánované rekonstrukce železničního mostu na Výtoni.

Během rekonstrukce došlo zejména k demolici stávajících železobetonových říms na obou mostech, nabetonování spádové železobetonové desky společně s výstavbou nových říms v novém šířkovém uspořádání, provedení nových izolací, doplnění druhé koleje na druhý most a osazení nového trakčního vedení. Dále na mostě probíhá kompletní sanace mostovky, oblouků, pilířů a opěr vč. zřízení nového odvodnění.



Most se nachází v intravilánu hlavního města Prahy. Přechází z městské části Braník do části Malá Chuchle, kde je železniční trať zaústěna do tunelu.



## Rekonstrukce „mostu Inteligence“

Jedná se o železniční železobetonový dvoukolejný most o 17 polích z čehož je 15 oblouků a 2 rámové otvory. V příčném směru je nosná konstrukce tvořena samostatnými oddělenými konstrukcemi, které však mají společnou spodní stavbu. Zjednodušeně říkáme most levý a pravý. Celková délka v ose mostu je 928,48 m. Rozpětí jednotlivých oblouků je cca 52 m a vzepětí 6 m. Rámová konstrukce na straně Braníku se skládá ze tří menších rámu a v součtu má rozpětí 44 m. Rám na straně Malé Chuchle má rozpětí 8,5 m. Tloušťka oblouků a desek se pohybuje v rozmezí 0,7 – 1,3 m. Šířka každé nosné konstrukce je 5 m, liší se pouze v poli 14 nad silniční komunikací Strakonická, kde je přidáno jedno pole z důvodu výhledově plánované odbočky do tunelu směr Beroun. Každé mostní pole je zhotoveno v přímé a jednotlivé oblouky jsou vůči sobě natočeny – tvoří polygon. Vnější římsa je uložena na konzole proměnné délky od 0,6 – 1,3 m. Mezi pilíři P6 (u ulice Modřanská) a P15 (u ulice Strakonická) je mostním zrcadlem veden veřejný chodník, který je tvořen z betonových panelů. Na výše zmiňovaných pilířích se nacházejí přístupová schodiště.



Obr. 2 – stávající stav – vrch mostu

Spodní stavba je tvořena opěrami OP1 (Braník), OP2 (Malá Chuchle) a pilíři P1–P18. Most byl v 60. letech projektován na destrukci jednoho pole tzn. že při případné válečné destrukci jednoho pole bude zničeno pouze toto pole a z toho plyne že veškerá namáhání z této události mohou přenést pouze společné pilíře, a proto jsou rozměry pilířů nezvykle masivní. Všechny pilíře a opěry jsou založeny až do skalního podloží. Výška pilířů nad stávajícím terénem je od 7–11 m. Opěry i pilíře jsou masivní železobetonové, opěra OP1 a kraje pilířů jsou zpevněny řádkovým kamenným zdívem.



Obr. 3 – stávající stav pilířů

## 2. Rekonstrukce

### 2.1. Demolice

Samotnou rekonstrukci můžeme rozdělit na 3 kategorie. Demolice stávajících částí konstrukce, zhotovení nových žb částí konstrukce a celková sanace mostu.

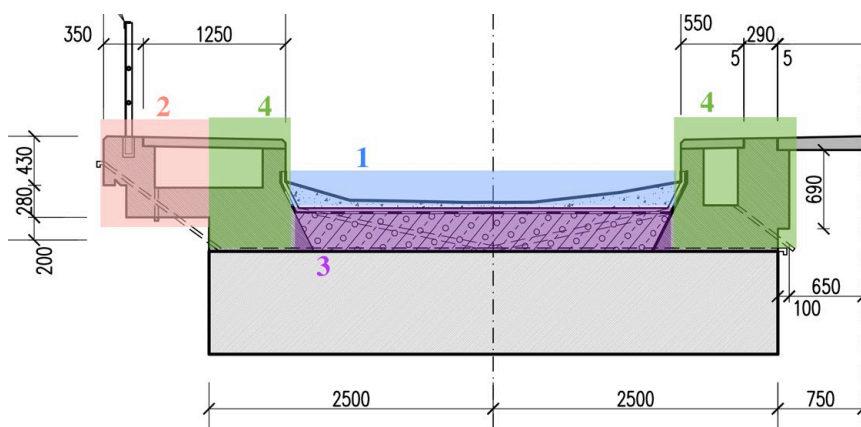
Jak již nyní víme, most je dvukolejný, avšak od svého uvedení do provozu převáděl pouze jednu kolej. Na levém mostě druhá kolej nikdy nevznikla a levý most se stal neoficiálním veřejným chodníkem.

Z důvodu co nejdelšího zachování železničního provozu (na pravém mostě) byla rekonstrukce zahájena na mostě levém. Bylo nutné odebrat štěrkový materiál, zdemolovat všechny římsy a výplňový beton na požadovanou výškovou úroveň. Ještě před demoličními pracemi bylo nutné zajistit jednu důležitou věc. Most Inteligence křížuje 6 silničních komunikací, 1 tramvajová trať, 2 železniční tratě a 2 cyklostezky. Nad těmito komunikacemi bylo nutné zhotovit konstrukce, jejichž úkolem bylo zadržet suť z demolice, kterou by se nepodařilo zachytit. Pro tento účel nám posloužil systém lešení firmy PERI a nad každou komunikací procházející pod mostem vznikl „ochranný rám“. Samozřejmě bylo zajištění dopravních omezení, a to i v místě polí NK11–NK13 kde protéká Vltava. Zde byly umístěny, ve spolupráci s Plavební správou, lodní bóje.

Dále bylo nutné sejmut betonové panely veřejného chodníku a mostní zrcadlo v celé délce mostu podbednit.

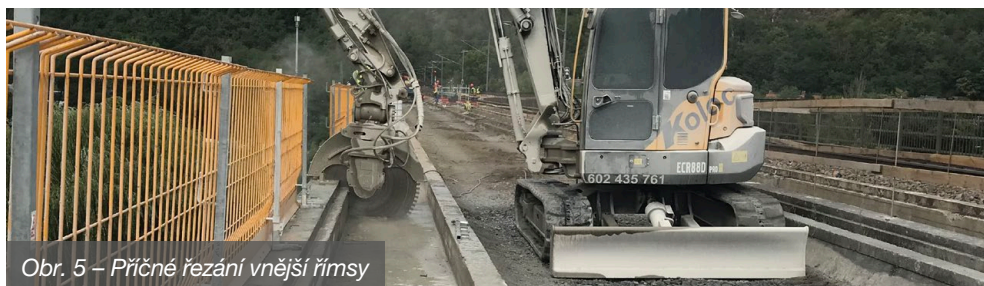
Samotná demolice postupovala v plánovaných krocích (Obr. 4). 1. Sejmutí štěrkového materiálu,

2. demolice konzoly vnější římsy, 3. demolice výplňového betonu. 4. demolice vnitřní římsy a zárodku vnější římsy



Obr. 4 – Postup demolice v příčném řezu

Velmi zajímavá a zároveň obtížně proveditelná byla demolice vnější římsy, jelikož ležela na konzole. Proto byla zvolena metoda, kdy malý pásový bagr disponoval zařízením s řezným kotoučem o průměru cca 150 cm. Po celé délce mostu v příčném směru „nařezal“ konzolu římsy na cca 2 m dlouhé celky. Poté opět tento bagr a další 50 tunový bagr disponující „drapákem“ uchopil nařezaný římsový díl a malý bagr ho podélně odřízl. Touto metodou bylo skoro úplně eliminováno padání betonové suti dolů pod most.



Obr. 5 – Příčné řezání vnější římsy

Následovala demolice výplňového betonu mezi římsami. Jelikož byl tento beton nevyztužený, byla, vzhledem k jednoduchosti a rychlosti, použita silniční fréza se šířkovým záběrem až 2 m. Mocnost tohoto betonu se pohybovala mezi 15–40 cm.

Pak započala demolice vnitřní římsy a zárodku vnější římsy opět 50 tunovými bagry s hydraulickými kladivy. U vnitřní římsy zachycovalo betonovou suť již zmiňované podbednění zrcadla a u demolice vnější římsy zabránění padání suti zajišťoval pásový bagr se speciálně vyrobenou velkou lžící o délky cca 4,5 m.



Obr. 6 – Demolice zárodku vnější římsy

V průběhu těchto prací bylo samozřejmě nutné vzniklou suť z mostu odvážet což vzhledem k šířkovým rozměrům mostu, kde se dvě vozidla nemohla vyhnout a dodržení časového harmonogramu prací bylo velmi logisticky obtížné.

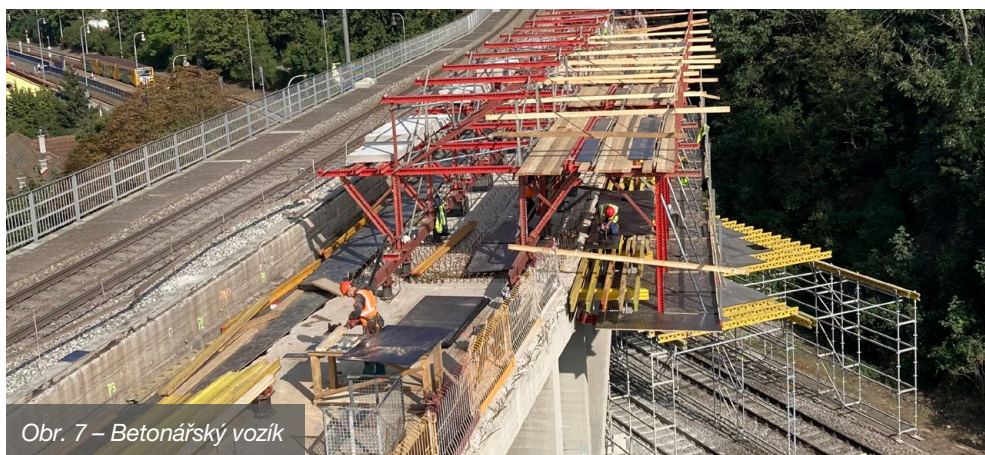
Při demolici byly vidět kvalitativní rozdíly původních betonových částí konstrukce, kdy na jednom poli byl beton takřka v perfektní kondici a o dvě pole vedle se beton prakticky sypal. Tyto rozdíly patrně vznikly při výstavbě v režimu „inteligentů“.

## 2.2. Zhotovení nových žb částí konstrukce

Po kompletním odvozu betonové suti byla započata realizace nové spřažené železobetonové konstrukce. Pro odvod vody byly provedeny svislé jádrové vrty skrze mostovku pro možnost osazení nového odvodňovacího potrubí. Na každém poli bylo vlepeno přes 2500 kusů spřahovací výztuže a uloženo okolo 35 tun betonářské výztuže. Jelikož nová deska svými šířkovými parametry přesahovala šířku stávající konstrukce, byl navržen betonářský vozík, který zajistil možnost zhotovit bednění pod vnější římsou. Nová žb deska již půdorysně nekopíruje polygonální tvar leč tvoří oblouk dle plánované převáděné koleje. Betonářské vozíky pro zhotovení desky byly celkem 2 a délka každého byla 30 metrů. Tyto vozíky byly od sebe většinou odsazeny ob půl pole tak, aby byla realizovatelná návaznost jednotlivých prací a zásobování betonovou směsí. Pro posun vozíků byly vytyčeny podpory s osazenými válečkovými hlavami umožňující snadný posun celého vozíku do další betonářské pozice za pomoci lanových zvedáků. Pro betonáž desky byl použit beton C 35/45 – XC3, XF3.

Objem betonu použitého na jednu desku v jednom poli se pohyboval v rozmezí 90–110 m<sup>3</sup> a tloušťka nové desky se pohybovala v rozmezí 20–35 cm, jelikož její povrch byl vyspádovaný kvůli odvádění vody z povrchu konstrukce.

Pro betonáž vnější římsy byl opět navržen betonářský vozík, tvořen prvky Meccano od dodavatelské firmy Roland. Tyto vozíky byly celkem 4, každý o délce 15 m. Opět dle možností dispozice a stavební situace byly tyto vozíky od sebe odsazeny ob 15 m, v pozdějších situacích se již tyto vozíky všechny spojily v obslužnou délku pro jedno celé pole. Pro posun těchto vozíků sloužily ložisková kola, která byla součástí konstrukce vozíku a pomocí lanových zvedáků docházelo k samotnému přesunu do nové pozice. Vnitřní římsa byla stejně jako vnitřní část nové desky, založena na bednění v mostním zrcadle. Mezi jednotlivými poli mostu byly osazeny mostní dilatační závěry.



Po zhotovení nových žb částí byla provedena bezešvá stříkaná izolace Eliminator a jako ochrana na ní byla uložena antivibrační rohož.



Obr. 8 – Ochrana izolace nové žb desky

### 2.3. Sanace

Nemalou součástí rekonstrukce jsou sanační práce stávajících povrchů. Ty probíhaly prakticky od začátku stavby, avšak mohly začít pouze tam kde byla zhotovena již nová deska. Vzhledem k velikosti a dispozici samotného mostu slouží pro zajištění přístupu ke všem plochám sofistikované zavěšené lešení. Na základě vyhodnocení kvalitativního stavu částí stávajících betonových povrchů byly stanoveny metody oprav obsahující nátěry, které ochraňují vyčnívající armaturu z konstrukce před korozi, vybourání vysoce zdegradovaného betonu, injektáž trhlin, použití schválené sanační hmoty, a to vše sjednoceno finálním antracitovým nátěrem. Všem těmto procesům ale nejprve předchází otryskání povrchu tlakovou vodou přes 2000 barů.



Obr. 9 – Sanace pilíře a mostního pole

Výraznou pomoc při zajišťování stavebního materiálu na most obsáhly dva věžové jeřáby u pole NK2 a NK7.

## 3. Dokončení

V polovině ledna 2024 byl vyloučen provoz koleje na pravém mostě a byly započaty práce stejné jako na mostě levém. V tuto dobu byly práce na levém mostě hotové zhruba z poloviny tudíž se od té chvíle koordinovaly práce na levém i pravém mostu současně což ještě více přiostrilo již tak složitou dispoziční situaci. To vše až do 1.7.2024 kdy byla uvedena do provozu kolej č. 1 na levém mostě.

Součástí rekonstrukce je nové zábradlí, PHS, odvodnění, přechodové oblasti mostu atd. V mostním zrcadle byl zhotoven nový veřejný chodník z kompozitního pororoštu vč. Oboustranného oplocení, ve kterém je integrována příprava pro osvětlení. Na každém pilíři je vybetonována nová spádová vrstva, pro zajištění odvodu vody z hlavy pilíře.

## Rekonstrukce „mostu Inteligence“



Obr. 10 – Nový stav – vrch mostu



Obr. 11 – Parní lokomotiva Šlechtična

Po dokončení pravého mostu byla 17.10.2024 na obou mostech v poli NK10 provedena statická zatěžkávací zkouška, kde jako zatížení byla použita historická parní lokomotiva nesoucí jméno Šlechtična, která z ekologických důvodů, jelikož parkuje v Plzni, byla dotažena na Branický most svým kolegou – motorovou lokomotivou nazývanou Sergej. Na každém mostě byly vyhodnoceny dva zatěžovací stavy, jeden symetrický a druhý asymetrický, s celkovým závěrem zkoušky – vyhovuje.

24. 10. 2024 byla uvedena do provozu kolej č. 2 na pravém mostě.

V současné době probíhají sanace pilířů, odláždění svahů, montáž odvodnění a různé dokončovací práce. Hotovo by mělo být přibližně v březnu 2025.



Obr. 12 – Nový stav – pohled

**Ing. Jakub Tožička**  
Metrostav TBR a.s.  
+420 724 373 029  
jakub.tozicka@m-tbr.cz

# Poruchy bezešvých izolací – příčiny a možnosti detekce nehomogenit

Ing. Vítězslav Vacek, CSc., Kloknerův ústav, ČVUT v Praze  
prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze  
Ing. David Zeman, Správa železnic, státní organizace

## 1. Úvod

V průběhu devadesátých let minulého století se mimo osvědčených izolací z asfaltových modifikovaných pásů, začaly také na železničních mostech používat i syntetické bezešvé vodotěsné izolace. Jedná se především o materiály na bázi polyuretanů a methylmethakrylátů (MMA). Tyto vodotěsné systémy vyžadují přesné dodržování technologického předpisu výrobce vč. přísných okrajových podmínek. Ze zkušeností stavebních dozorců a následně správců to nebylo vždy v plné míře dodrženo a důsledkem toho dochází k výrazným poruchám vodotěsných izolací mostů.

## 2. Zjištění stavu bezešvých syntetických vodotěsných izolací na železničních mostech

Od roku 2022, se i díky úzké spolupráci se stavebními dozory stavebních správ a specialisty SVI ze všech oblastních ředitelství Správy železnic, státní organizace, podařilo získat značné portfolio obnažených mostovek nebo uskutečněných sond. Výsledný stav těchto typů SVI nebyl příliš příznivý i s ohledem na stáří daleko před garantovanou životností 30 let. Výsledky rozsáhlé analýzy stavu bezešvých izolací na železničních mostech byly prezentovány na této konferenci v roce 2023 pod názvem prezentace „Patologie bezešvých systémů vodotěsných izolací na železničních mostech“. Byly zjištěny vady SVI na více než 50 % mostů s různým rozsahem bez ohledu na materiálovou bázi.



Obr. 1 až 4 – Příkladů poškození vodotěsné izolace na různých typech povrchů

Nejvýraznější vady a poruchy byly nalezeny na mostě s ocelovou trámovou nosnou konstrukcí a horní ortotropní mostovkou v železničním obvodu stanice Stříbro.

### 3. Zjištění poruch na mostě v km 382,868

Most se nachází v km 382,868 trati Plzeň – Cheb. Na mostě je provedena NK ocelová, trámová plnostěnná, svařovaná s horní ortotropní mostovka s podélnými výtuhami a příčnými výtuhami. Hlavní nosníky jsou tvaru I. Skladba SVI na NK je tvořena základní protikorozní nátěr 2K Deripox Zinkstaub 80, adhézním můstkem CONIPUR 84, vyrovnávací vrstvou CONIPUR 265 Z, adhézním můstkem CONIPUR 79, vodotěsnou vrstvou CONIPUR 255 a ochranným nátěrem proti UV záření CONIPUR 258.



Obr. 5 – Pohled na most po odtěžení kolejového lože – 3D model



První poruchy na mostě byly zjištěny již v roce 2010. Stáří polyuretanové vodotěsné izolace bylo v době konání zjišťování stavu 17 let, což činí téměř polovinu její požadované životnosti. Na mostě měly být provedeny, podle plánu analýzy, tři sondy. Bohužel zjištění v první sondě byla natolik závažná a přesvědčující, že specialista SVI nemusel dále pokračovat. Jediná sonda byla provedena v místě mostního závěru u plzeňské opěry. Výkopem byl analyzován stav SVI na svislé i vodorovné části nosné konstrukce. Stav vodotěsné izolace nebyl slučitelný s požadavky na vodotěsnost a vykazoval zejména následující poruchy.



*Obr. 6 a 7 – Sonda 1 – dělení izolace na jednotlivé vrstvy, řasení nepřilnavost k podkladu*

Dělení na jednotlivé vrstvy (delaminace vrstev viz obr. 6), nepřilnavost k podkladu i mezi jednotlivými vrstvami (viz obr. 7), různé tloušťky vrstev a celkového souvrství a vizuální nasycení vodou. Analytické práce byly prováděny v noci za trvalého deště v kolejové výluce 9. 9. 2022. Po tomto zjištění bylo doporučeno správci provést kompletní obnovu systému vodotěsné izolace. V letních měsících roku 2024 se podařilo zadat a vysoutěžít zpracovatele podrobné analýzy pro zjištění příčin vzniku poruch izolačního systému. Současně se provedla v rámci opravných prací celková obnova systému vodotěsné izolace.

#### **4. Podrobná analýza příčin poruch bezešvého SVI na mostě v km 382,868**

Jak již bylo výše uvedeno, na základě zjištěných skutečností se pověřený útvar GR ŠZ O13 rozhodl prozkoumat podrobně, jak mohlo ke zjištěnému stavu s množstvím poruch dojít, aby mohl přijmout opatření, která by opakování vzniku poruch předešla.

##### **4.1 Prohlídka na místě**

Prohlídka na místě se uskutečnila 2.8.2024, ve fázi odstranění kolejového lože. Na povrchu hydroizolačního souvrství byly zbytky ochranné geotextílie, světlé vrstvy ochrany proti UV a pod ní byla polyuretanová stříkaná hydroizolační vrstva CONIPUR 255. Při bližším ohledání se ukázalo, že skladba je mechanicky poškozená zrný štěrku z kolejového lože. Nebylo zřejmé, zda se tak stalo při jeho odstraňování, předchozí údržby, nebo již při zřízení.

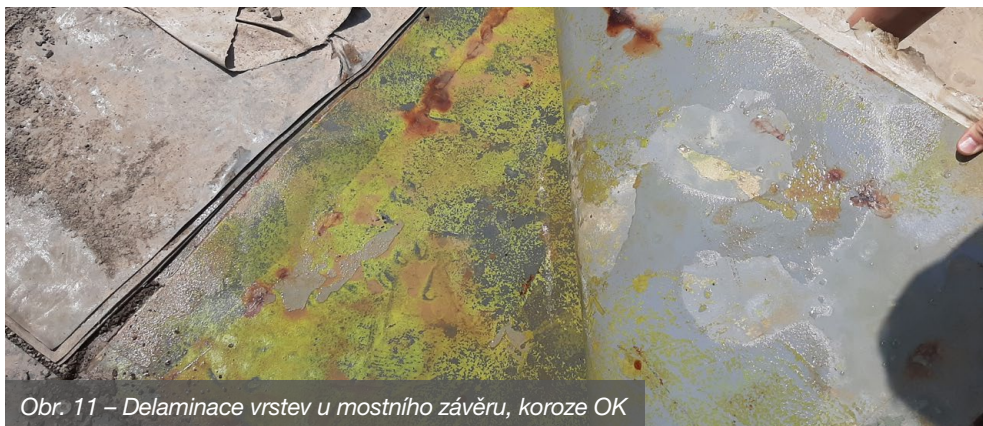
Stříkaná hydroizolační vrstva byla oddělena od ocelového podkladu prakticky v celé ploše, což bylo patrné zejména na horním okraji stěn kolejového žlabu. Na rubu této vrstvy byly patrné zbytky epoxidového adhezního můstku, pravděpodobně CONIPUR 84, lokálně se stopami koroze oceli. Nejhorší stav z tohoto hlediska byl zjištěn v místech odříznutí závěsných ok, kde korozní zplodiny viditelně prošly celou skladbou hydroizolace, včetně ochranné geotextílie, kterou nešlo bez jejího poškození zvednout.



*Obr. 8 a 9 – Delaminace na boku kolejového lože a prokorodování izolace v místě montážního oka*



*Obr. 10 – Delaminace vrstev na boku kolejového lože, rozpad vrstvy ochrany proti UV*



Obr. 11 – Delaminace vrstev u mostního závěru, koroze OK

V celé ploše bylo zjištěno nahodilé rozvrstvení/delaminace stříkaného polyuretanu, někdy ohraničené skokovou změnou na hranici pracovního záběru stříkání a s řadou viditelně separovaných tenkých přestříků v těchto oblastech.

Celá skladba SVI byla zřetelně promáčená, tzn. voda byla pod ní na ocelové konstrukci, ale i mezi všemi delaminovanými vrstvami, včetně mokré ochranné geotextílie, která byla krom vody také plná mokré kaše z prachu vymývaného dlouhodobě ze štěrkového lože. Závěrem prohlídky bylo zjištění, že skladba SVI je celá promáčená, prakticky plošně oddělená od podkladu a nahodile delaminovaná ve skladbě stříkaného PU, tzn. nadržuje pohromadě ani její podkladní, hydroizolační a ochranné vrstvy proti UV. Voda je pod ní na nosné ocelové konstrukci kolejového žlabu, jehož lokálně korodující povrch s n zcela funkční PKO je takto udržován v prostředí vysoké vlhkosti a vody shora.

## 4.2. Laboratorní analýzy

Vzorky odebrané prakticky z celé mostovky byly přepraveny do laboratoří Kloknerova ústavu ČVUT v Praze, kde byly očištěny a podrobeny fyzikálně–chemickým analýzám z nich odebraných charakteristických laboratorních vzorků. K jejich zkoumání byly využity prostředky analýzy FT–IR (infračervená spektroskopie vyhodnocená prostřednictvím Fourierovy transformace), optická mikroskopie, SEM/EDS – elektronová mikroskopie s elektronově disperzní analýzou a rovněž XRD (rentgenová difrakční analýza – analýza krystalické fáze). Typický vzhled dovezených očištěných vzorků ukazují následující snímky:



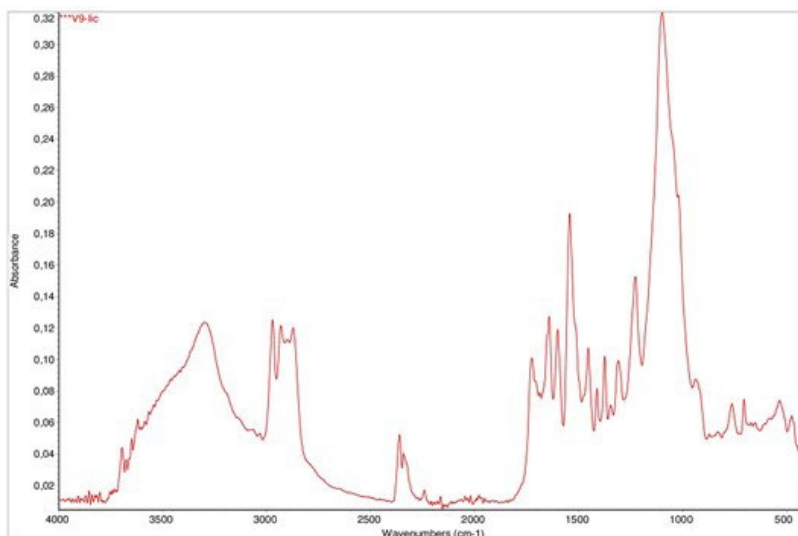
Obr. 12 a 13 – Typický vzhled vzorků

Výsledky FT-IR analýzy povrchu jednotlivých vzorků hydroizolací nenasvědčují, že by došlo k degradaci hydroizolace vlivem UV záření, významně vyšších teplot (absorbce světelného záření), nebo významně nízkých teplot (kryogenní deformace a praskání).

V FT-IR spektru nebyly detekovány reflexe s lokální oxidací, hydrolyzou, dehydrogenací, případně přítomnost nových funkčních skupin. Zároveň všechna spektra poukazují na přítomnost stejného polymeru polyuretanu (pravděpodobně hybridní polyuretan, jehož tvrdidlem byla močovina, případně obdobný analog, nelze vyloučit přítomnost katalyzátorů i na anorganické bázi). Rozdíly v jednotlivých spektrech mezi vizuálně zhodnocenou referencí (bez výrazných změn mechanických vlastností) a degradovaným vzorkem jsou minimální.

Lokálně u všech vzorků se ve vyšší či menší míře objevují adsorbované molekuly vody. Absence molekul vody je lokálně u vzorků spíše výjimečná. Nebyly detekovány žádné významné změny ve spektrech v oblasti mechanicky otevřeného puchýře a mimo něj. Pouze bylo sledováno, že v oblasti puchýře byl přítomen jemný nespojitý vláknitý (sypké částice) polyuretan. Jeho analýza ovšem opět neprokázala významné změny ve složení FT-IR spektra oproti referenčnímu povrchu.

Analýza precipitátu korozních produktů prostřednictvím FT-IR neprokázala přítomnost anomálních fází. Naopak analýza silné vrstvy biofilmu ZX prokázala jednoznačně přítomnost biofilmu (přítomnost celulózy) – pravděpodobně se jedná o MID (biologicky stimulované korozní poškození) za působení řas a prokaryotických organismů (bakterií).



Obr. 14 – Typické FT-IR spektrum izolace

Prostřednictvím SEM/EDS byl analyzován povrch vzorků polyuretanových hydroizolací – povrch bez viditelných nečistot, biofilmu a korozních produktů, povrch s precipitátem korozních produktů, povrch se spadem nečistot a rovněž byl detekován povrch s trhlami.

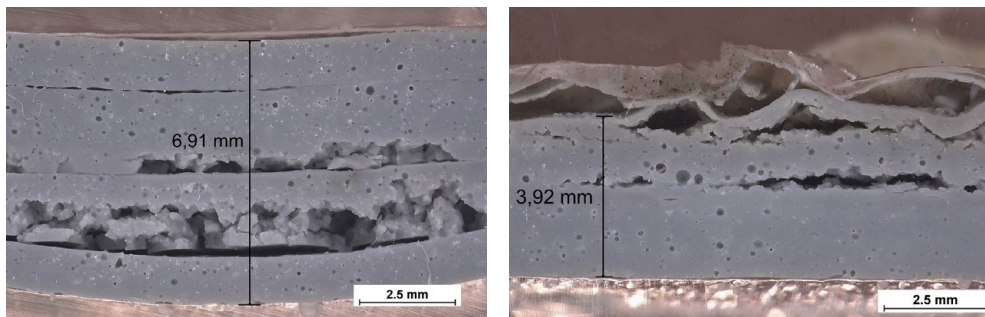
Je zřejmé, že korozní produkty mají silně krystalický charakter, jsou již dvoufázové – vnější vrstva je tvořena polymorfními modifikacemi  $\text{FeO(OH)}$  a vnitřní vrstva je potom magnetitová ( $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ). Toto poukazuje na významnější korozní poškození (vliv stimulatorů, nižší dostupnost pro atmosférický kyslík a celkově významnější doba ovlhčení povrchu). Precipitát nečistot z morfologického hlediska poukazuje především na prachové částice, nelze vyloučit přítomnost hlinitokřemičitanů a křemičitanů alkalických kovů,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{CaCO}_3$  a rovněž výluhů ze stavebních hmot na bázi cementu ( $\text{Ca(OH)}_2$  – portlandit). Detekované trhliny v povrchu hydroizolací nemají explozivní ani implozivní charakter. Jedná se o trhliny především vzniklé vlivem tepelného zatěžování (změn rozměrů vlivem teploty prostředí). Nelze vyloučit, že lokálně se jedná o místa s nedostatečně polymerizovanou strukturou hydroizolace.

Dále byla na povrchu některých vzorků hydroizolací provedena EDS analýza v podobě prvkových map. Z výsledných analýz je zřejmé, že na povrchu vzorků byly skutečně detekovány prachové částice,  $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{Ca(OH)}_2$  a hlinito–křemičitan, případně křemičitany alkalických kovů, nebo vápníku. Analýza složení korozních produktů poukazuje rovněž přítomnost sloučenin zinku. Je tedy zřejmé, že primárně docházelo ke korozi zřejmě žárově zinkované oceli, přítomnost železa v korozních produktech bude tedy zřejmě z intermetalických fází  $\text{Fe-Zn}$ . V okolí korozních produktů byla detekována síra a fosfor. Přítomnost síry ve sledovaném množství může být způsobeno přítomností thio–močoviny z vlastního polyuretanu (nadkritické množství, které se nepodílelo na polymerizaci řetězců izokyanátů). Přítomnost fosforu dále s velkou pravděpodobností poukazuje na MID. Polyfosfáty jsou zásobárnou energie i metabolity některých bakterií. Nelze ovšem zcela vyloučit jejich původ z materiálu hydroizolace.

Z korozního hlediska je informativně zřejmé, že korozní produkty obsahují sloučeniny železa (polymorfní modifikace  $\text{FeO(OH)}$  a magnetit –  $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ) a zinku (nižší obsah), přičemž zinek v tomto případě utváří nerozpustné sloučeniny s chloridovými a síranovými anionty. Nelze vyloučit, že ve vzorcích budou rovněž polymorfní modifikace  $\text{ZnSO}_4$  (rovněž pravděpodobně bazické formy). Do oblasti výskytu korozních produktů lokálně zatéká. Přítomnost sloučenin síry – síranů může být způsobena usnadněnou extrakcí různých sloučenin síry (v různém oxidačním stupni, rovněž ovšem i síranů) z podkladové hydroizolace. Korozní poškození podkladové žárově zinkované oceli má konvenční elektrochemický mechanismus s omezeným přístupem kyslíku a zřejmě s nepravidelným střídáním period osušení a ovlhčení povrchu.

Dále byla u jednotlivých vzorků realizována gravimetrická analýza sušením ke zjištění zbytkové vody pod ustálení stavu v NLP. Výsledky gravimetrické analýzy ukázaly, že obsah vody chemicky nevázaný na struktury hydroizolace je do 1 hm. %.

Optická mikroskopie ukázala zřetelný obsah uzavřených pórů v PU vrstvě, jak ukazuje následující obrázek při 20ti–násobném zvětšení. Potvrdila na řezech i významnou vrstevnatost PU stříkané vrstvy a její proměnnou tloušťku. Dobře je patrná i nehomogenita výsledné vrstvy, pravděpodobně způsobená nedostatečným promícháním, nebo změnami poměru složek stříkané směsi.



Obr. 15 a 16 – Delaminace vrstev izolace na snímku z mikroskopu, 20x zvětšeno

Dosud zjištěné výsledky ukazují, že PU vrstva pravděpodobně nedegradovala výrazně v době své funkční životnosti, ale většina vad přetvořených následně v poruchy je důsledkem způsobu a podmínek aplikace této vrstvy. Zde mohlo jít jak o vítr a související prašnost, tak i vysokou vlhkost. Dohledané klimatické podmínky pak ani neodpovídají podmínkám, uvedeným v dokladech o provádění izolace. Další problém mohla být nevhodná záměr a poměr složek izolace.

Celé SVI v tomto případě nejen, že nezabránilo pronikání vody k nosné ocelové konstrukci, ale naopak vytvořilo kontaktní rezervoár vody a vlhkosti, který korozní stav OK ve výsledku zhoršoval.

## 5. Využití termografie pro zmapování poruch a zjištění homogeneity nové izolace

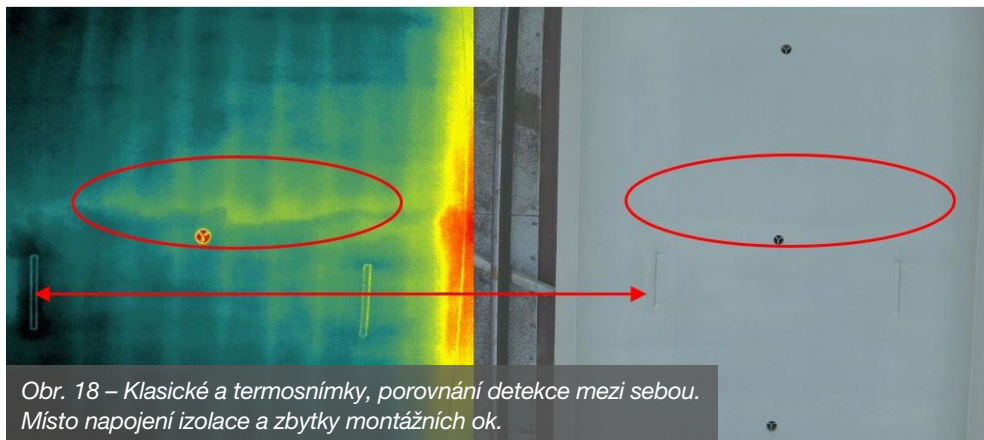
Současně s průzkumem bylo na mostě provedeno snímkování dronem s termokamerou, jde o typ DJI MAVIC 3T. Snímky byly prováděny v průběhu dne na osluněné konstrukci. Jak je patrné, velmi dobře dokáží zvýraznit změny tloušťek, delaminaci, přehnuté vrstvy, oblasti s odebranými vzorky.



Obr. 17 – Klasické a termosnímky, porovnání detekce mezi sebou.

Po položení nové izolace ve dnech 21 a 22.8.2024 bylo provedeno snímkování dronem, a to v brzkých ranních hodinách, po vychladnutí mostu a před jeho osluněním. Cílem bylo zachytit optimální gradient rozdílných teplot po zahájení ohřívání mostu shora.

Jak je patrné, byly dobře detekovány místa napojení izolace, místa odběru vzorků i s opravou SVI a byly dobře patrné i podélné výztuhy a zbytky montážních ok.



Je patrné, že termografie může být dobrým nástrojem pro kontrolu homogenity. S ohledem na to se plánuje provedené série zkoušek v laboratoři na umělých vadách při různých teplotních gradientech.

## 6. Závěr

Závěrem lze konstatovat, že zjištěné výsledky budou podkladem pro další rozvoj aplikací izolací v síti SŽ. Současně poznatky z analýzy budou promítnuty do změn přepisů pro provádění izolací SŽ.

**Ing. Vítězslav Vacek, CSc.**

Kloknerův ústav ČVUT v Praze

+420 602 214 510

vitezslav.vacek@cvut.cz

**prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.**

Fakulta stavební ČVUT v Praze

+420 602 250 860

pavel.ryjacek@fsv.cvut.cz

**Ing. David Zeman**

Správa železnic, státní organizace

+420 725 775 096

zemand@spravazeleznic.cz

## Několik poznámek k hydroizolacím a odvodnění železničních mostů

Ing. Vítězslav Vacek, CSc., Kloknerův ústav ČVUT v Praze

### 1. Úvod

Hydroizolace a odvodnění stavebních konstrukcí obecně, jsou evergreenem našeho oboru prakticky od samého počátku. Souvisí jak s funkcí, tzn. provozními podmínkami pro užívání, tak zpravidla i s trvanlivostí staveb. Jinak tomu není ani u železničních mostů. Mostní konstrukce zpravidla neklade zvláštní podmínky na vnitřní prostředí, jako např. stavby pozemní nebo podzemní, pokud nemají takovou součást. Mostní konstrukce má ovšem vždycky spodní stavbu, resp. základy, které je nutno chránit před nežádoucími účinky vody, jak podzemní, tak povrchové nebo srážkové. Dále má rovněž vrchní stavbu, mostovku vystavenou účinkům povětrnosti včetně srážkových vod, kterou se budeme dále hlavně zabývat.

Pomineme-li statická a dynamická hlediska řádného návrhu konstrukce a jejího založení v daných hydrogeologických poměrech, nabývá vedle toho v období užívání mostního objektu na dlouhodobém významu také jeho odvodnění a případná hydroizolace mostovky. V našich oblastech, kde kromě výskytu vody v kapalně a plynné fázi ještě občas i mrzne, komplikuje čtvero ročních dob situaci staveb, které nelze dost dobře před účinkem záporných teplot ochránit. To se dotýká mnoha inženýrských a dopravních staveb, železniční mosty nevyjímaje.

Z pohledu návrhové životnosti mostního objektu, předpokládané normově na sto let, je třeba důsledně řešit i jeho provozní a stavební údržbu, mj. s ohledem na ty konstrukční části, nebo materiály, které takovou životnost nemají.

Přejímané materiály jsou pro přehlednost v dalším textu označeny červeným rámečkem.



## 2. Technické požadavky

Základní technické požadavky na stavby (viz vyhl. č. 268/2009 Sb.) neřeší specificky hydroizolaci ani odvodnění železničních mostů, mimo jiné proto, že stavby dráhy a na dráze patří do gesce Drážního úřadu, dnes po novele stavebního zákona nahrazeného působností Dopravního a energetického stavebního úřadu (DESÚ), nicméně v jejich základním výčtu určité obecné technické souvislosti, platné i pro železniční mosty, vysledovat lze:

### Požadavky na bezpečnost a vlastnosti staveb

#### § 8

#### Základní požadavky

(1) Stavba musí být navržena a provedena tak, aby byla při respektování hospodárnosti vhodná pro určené využití a aby současně splnila základní požadavky, kterými jsou:

- a) mechanická odolnost a stabilita,
- b) požární bezpečnost<sup>9)</sup>,
- c) ochrana zdraví osob a zvířat, zdravých životních podmínek a životního prostředí<sup>10)</sup>,
- d) ochrana proti hluku<sup>10)</sup>,
- e) bezpečnost při užívání,
- f) úspora energie a tepelná ochrana<sup>11)</sup>.

(2) Stavba musí splňovat požadavky uvedené v odstavci 1 při běžné údržbě a působení běžně předvídatelných vlivů po dobu plánované životnosti stavby.

(3) Výrobky, materiály a konstrukce navržené a použité pro stavbu musí zaručit, že stavba splní požadavky podle odstavce 1.

Působení vody na stavební objekt a jeho, řekněme aktivní okolí, je zpravidla významným činitelem pro jeho trvanlivost, stabilitu a bezpečnost, tzn. má zásadní vliv na jeho hospodárnost i funkci.

Technická regulace je dnes řešena resortními TKP, které historicky vznikly nejprve pro pozemní komunikace, pak pro dráhy, vodní cesty... Souběžně s nimi existuje a vyvíjí se soustava technických norem pro oblast hydroizolací, kde také postupně vzniklo oborové štěpení od obecných norem cílených dominantně na pozemní stavby, střechy, spodní stavu, podzemní stavby, mosty PK (od roku 1995 ČSN 73 6242), železniční mosty (aktuálně TNŽ 73 6280, schválená 9.2.2015).

## 3. Technické normy – terminologie

Technické, podobně jako právní normy, netvoří ani zdaleka ucelený systém, nýbrž řeší v určitém kontextu dílčí oblasti, považované z nějakého důvodu za důležité. Ponechme tedy stranou neustále upravovanou právní stránku věci a podívejme se na tuto problematiku hlavně z technického hlediska.

Základy navrhování a provádění ochrany staveb proti nežádoucímu působení vody upravovala dnes již neplatná ČSN 73 0600, nahrazená od listopadu 2000 ČSN P 73 0600.

Tato nová norma rozšiřuje význam dříve používaných termínů a doplňuje řadu nových, jistě ve snaze lépe problematiku popsat a kodifikovat terminologii:

### 3 Termíny a definice

Pro účely této normy jsou použity termíny a definice podle ČSN 73 0540-1, ČSN 75 0130 a ČSN 75 0145 a dále tyto termíny a definice:

**3.1 izolace:** část stavby (stavební prvek) chránící stavební konstrukci nebo její část, popř. vnitřní nebo vnější prostředí, před nežádoucím vnikáním vody, zvuku, tepla nebo jiného fyzikálního účinku

**3.2 hydroizolace:** izolace chránící stavební konstrukci nebo její část, popř. vnitřní nebo vnější prostředí, před nežádoucím vnikáním vody

POZNÁMKA Termín voda zahrnuje vodu ve všech skupenstvích.

**3.3 hydroizolační prvek:** stavební prvek (část stavby) zajišťující požadovanou ochranu stavby nebo prostředí proti vodě; má plošnou nebo místní hydroizolační účinnost

**3.4 hydroizolační vrstva:** plošný hydroizolační prvek

**3.5 hydroizolační materiál; hydroizolační hmota:** stavební (materiál) hmota, výrazně omezující nebo zamezující šíření vody

POZNÁMKA Vlastnosti hydroizolačních materiálů hmot a způsob zpracování uvádí výrobce.

**3.6 povlaková hydroizolace; povlaková hydroizolační vrstva:** vrstva nepropustná pro vodu v kapalném i tuhém skupenství v důsledku hydroizolačních vlastností použitých materiálů a hydroizolační celistvosti a spojitosti

POZNÁMKA Pro povlakovou hydroizolaci se též používají termíny hydroizolační povlak, hydroizolační membrána nebo vodotěsný povlak.

Přichází s filozofií více typů hydroizolačních vrstev, systémů, soustav

a konstrukcí, jejich skladeb, kontrolními a sanačními systémy. Některé termíny jako např. expanzí nebo drenážní vrstvy však naopak, možná ke škodě věci, již neobsahuje.

Analytický přístup této normy je jistě technicky přínosný, jakkoli s sebou nese i řadu komplikujících aspektů pro praktické použití. Pojetí termínů porucha a vady je poněkud odlišné od obecného užití stavebního slovníku. Ačkoli norma cílí převážně na problematiku pozemních staveb, má jistě přesah do staveb podzemních i inženýrských. Interakci se širším okolním prostředím omezuje na oblast hydrofyzikálního namáhání.

Na ČSN P 73 0600 navazuje mj. i TNŽ 73 6280, která se týká zásad pro navrhování, provádění, zkoušení a kontrolu systémů vodotěsných izolací:

- a) nosných konstrukcí s kolejovým ložem;
- b) mostních konstrukcí nepřesypaných i přesypaných;
- c) spodních staveb;
- d) opěrných a zárubních zdí namáhaných volně stékající vodou a tlakovou vodou

TNŽ 73 6280 dále pracuje s termíny uvedenými v kap. 2.

Určitá odlišnost je patrná už v definici termínu izolace, neboť TNŽ 73 6280 navazuje na strašší znění ČSN 73 0600:

**3.1 izolace:** část stavby (stavební prvek) chránící stavební konstrukci nebo její část, popř. vnitřní nebo vnější prostředí, před nežádoucím vnikáním vody, zvuku, tepla nebo jiného fyzikálního účinku

**2.1.1 izolace**

stavební prvek chránící stavební konstrukci, část konstrukce nebo prostředí před pronikáním vody, zvuku, tepla apod.

## 4. Hydroizolační principy a požadavky

Základní způsoby ochrany proti vodě uvádí již neplatná ČSN 73 0600

### 3 Způsoby ochrany proti vodě (hydroizolační principy)

**3.1 Přímá ochrana.** Šíření vody omezuje nebo zamezuje hydroizolační soustava z přidávaných nebo konstrukčních materiálů, vytvářející plošný stavební prvek s definovatelnou odolností proti vodě a účinností.

**3.2 Nepřímá ochrana.** Šíření vody omezuje úprava okolí stavby snižující hydrofyzikální namáhání, např. drenážní systém, úprava terénu, výběr staveniště aj.

**3.3 Speciální ochrana.** Šíření vody omezuje nebo zamezuje technologie využívající speciální fyzikální metody, jako elektrochemické vysoušení zdiva, infuzní clony, kovové fólie, zvláštní úpravy povrchu zdiva aj., často jako dodatečné izolace.

Její novely a navazující normy je pak ještě podrobněji rozvádějí jako „hydroizolační principy“ v ČSN P 73 0600, nebo požadavky na SVI v kap. 3 TNŽ 73 6280 a konstrukční zásady v navazující kap. 4, mj. např.:

**4.2.3** Dno žlabu kolejového lože betonových a ocelových nosných konstrukcí se navrhuje v příčném a podélném sklonu podle normy<sup>11</sup>. Sklon musí zajišťovat spolehlivé a rychlé odvedení vody.

**4.2.18** Podkladní konstrukce z oceli se upravují na stupeň přípravy povrchu Sa 2 ½<sup>14</sup> vhodnými otryskávacími prostředky<sup>15</sup>.

## 5. Skladby SVI na ocelovém podkladu

TNŽ 73 6280 uvádí pro železniční mosty skladby SVI na ocelovém podkladu na Obr. 9–12.

Jedná se vesměs o plnoplošně spojený SVI s ocelovým podkladem s různou ochranou pod kolejovým ložem (od tvrdé po žádnou). Není zde ve vztahu k uvedené skladbě nijak popsán systém PKO, ačkoli jistě na OK musí být. Pro odvodnění povrchu hydroizolace se mlčky uvažuje s mezerovitostí šterku kolejového lože, bez ohledu např. na jeho zanášení nečistotami v kontaktu s SVI.

Analogicky se do těchto detailů přenáší skladba z SVI na betonovém podkladu, aniž by bylo přiměřeně bráno v potaz, že ocel není pro vodu a vlhkost srovnatelně nasákavá ani propustná s betonem a z tohoto základního hlediska jistě jako materiál hydroizolaci v obvyklém významu slova nepotřebuje, jelikož tuto funkci snadno přímo plní sama.

Co potřebuje je funkční PKO, mechanicky odolnou nebo ochráněnou pro stavební a provozní fáze, tzn. především ve styku se šterkovým ložem kolejového svršku.

Poněkud jiná věc je hydroizolační funkce ve smyslu konstrukce mostovky, tzn. její takové uspořádání, aby jí voda pronikající kolejovým svrškem neškodila, což je vlastně funkční řízené odvodnění povrchu OK. V této záležitosti je nutno dbát i na důsledné odvádění takové vody od objektu, aby např. neškodila odstříkem spodní stavbě nebo zasakováním do oblastí základů.

## 6. Odpovědnost a povinnosti účastníků výstavby

Podle současné právní úpravy odpovídá za vady díla – stavby její zhotovitel a společně s ním projektant a TDS, ledaže prokážou, že oni vadu nezpůsobili (§ 2630 NOZ).

Starý stavební zákon (zák. č. 183/2006 Sb.) upravoval odpovědnost projektanta za zpracování projektové dokumentace v rámci projektové činnosti ve výstavbě v § 159 odst. 2, který stanoví: „Projektant odpovídá za správnost, celistvost, úplnost a bezpečnost stavby provedené podle jím zpracované projektové dokumentace a proveditelnost stavby podle této dokumentace, jakož i za technickou a ekonomickou úroveň projektu technologického zařízení...“

Nový stavební zákon (zák. č. 283/2021 Sb.) upravuje povinnosti osob při přípravě, provádění, užívání a odstraňování staveb, zařízení a terénních úprav v §160–168 poněkud jinak.

**Stavebník** je mj. především povinen:

- pro účely projednání záměru podle tohoto zákona opatřit stanovenou dokumentaci,
- před zahájením stavby zajistit vypracování dokumentace pro provádění stavby,
- od zahájení stavby do jejího dokončení je stavebník povinen zabezpečit uchování všech povinných dokladů a dokumentací.

Projektant je mj. při projektové činnosti povinen respektovat veřejné zájmy chráněné na základě tohoto nebo jiného právního předpisu... a jednat v součinnosti s dotčenými orgány. Projektant je mj. povinen zpracovat projektovou dokumentaci v souladu s právními předpisy; statické a jiné výpočty musí být vypracovány tak, aby byly přezkoumatelné

**Projektant** neodpovídá za odchylky od projektové dokumentace, ke kterým došlo při provádění stavby a které neschválil.

**Zhotovitel** je mj. zejména povinen dbát na řádnou přípravu a provádění stavby; přitom musí mít na zřeteli zejména ochranu života a zdraví osob nebo zvířat, ochranu životního prostředí a majetku i šetrnost k sousedství..., až po vedení stavebního deníku.

Z výše uvedeného je zřejmé, že výrobce SVI není hlavním účastníkem výstavby a požadavek TNŽ 73 6280 tak není v souladu s předchozí ani platnou právní úpravou. SVI se provádí

obvykle na stavbě, tzn. jde ve smyslu stavebního zákona o stavební nebo montážní činnosti, kterými vzniká na místě stavební dílo.

### 3.1 Obecné zásady

3.1.1 Systém vodotěsné izolace musí být navržen a garantován výrobcem tohoto SVI, který musí být ověřen a schválen SZDC<sup>16</sup>.

Výrobce SVI do těchto vztahů může vstoupit cestou výrobků pro stavbu zabudovaných nebo zpracovaných na místě, tzn. nikoli se zodpovědností za návrh SVI, který je výlučnou záležitostí projektanta.

## 7. Příklady z praxe

V souvislosti se zkoumáním příčin vzniku poruch SVI na železničním mostě ve Stříbře proběhla ve fázi snesení koleje a odstranění kolejového lože 2.8.2024 prohlídka na místě. Na povrchu hydroizolačního souvrství byly zbytky ochranné geotextílie, světlé vrstvy ochrany proti UV a pod ní byla polyuretanová stříkaná hydroizolace systému CONIPUR s vodotěsnou vrstvou Conipur 255 (dle TP 5mm vodorovně, 3mm svisle).

V rámci této prohlídky bylo mj. zjištěno, že:

- ochranná geotextílie i vrstvy izolace pod ní až k nosné OK jsou mokré a geotextílie je plná jemného kalu,
  - SVI nedrží na podkladu a neplní svou funkci, neshoda s TNŽ 73 6280



Obr. 1

4.2.3 Dno žlabu kolejového lože betonových a ocelových nosných konstrukcí se navrhuje v příčném a podélném sklonu podle normy<sup>11</sup>. Sklon musí zajišťovat spolehlivé a rychlé odvedení vody.

- ochranná vrstva proti UV záření je zdegradovaná a ve většině plochy oddělená od vodotěsné vrstvy,
  - Ochranná vrstva proti UV sama degraduje a nedrží na podkladu a lokálně tedy nechrání vrstvy SVI pod sebou

- vodotěsná vrstva je prakticky v celé ploše oddělená od podkladu – kohezni porušení adhezní vrstvy,
  - *Plošné selhání adhezní vrstvy, voda se dostává pod SVI na povrch OK*
- stříkaná vodotěsná PU vrstva se v ploše různě rozlupuje ve své tloušťce na 3–5 vrstev,
  - *Vodotěsná vrstva SVI není kompaktní s delaminuje se na rozhraní některých nástříků*
- v místech montážních závěsů je SVI včetně ochranném vrstvy kompletně prokorodované a provázané korozními produkty oceli,
  - *Skladbou SVI prochází vlhkost a dochází ke korozi nedostatečně chráněné OK.*
- v dilatační spáře jsou pod ochranným gumovým pásem kromě vody a drobné nečistoty i menší kamínky, zrna štěrku,
  - *Mechanické krytí DZ není funkční, pronikají do něho shora kamínky*
- těsnicí profil plzeňské dilatace je zespodu naříznutý patrně nožem,
  - *Těsnicí profil není dostatečně ochráněn před vandalismem, nelze jej vyměnit zespodu.*
- OK pod SVI lokálně koroduje,
  - *Nefunkční SVI a také PKO pod ním*
- na tachovskou opěru shora vpravo zatéká,
  - *Technicky vadné řešení konzoly se sloupem na opěře*
- betonové římsy vykazují řadu trhlin do nichž zatéká zejména v místech sloupků zábradlí,
  - *Technicky vadně řešený detail, léta mnohokrát opakovaný*



Obr. 2

- bez problémů fungují vtoky odvodnění (pouze lokální koroze trnu pod mřížkou),
- bez problémů funguje podélný odvodňovací žlab, pouze lokální koroze závěsů u svodů.

Voda nemusí škodit všude kudy teče, někdy může být horší i to, že jen kape. Návrh řešení stavby železničního mostu včetně jeho hydroizolace a odvodnění je individuální záležitostí, která významně spolurozhoduje o hospodárnosti i trvanlivosti celého mostního díla.

Uvedený příklad ilustruje významné možnosti zlepšení při důsledném a správném návrhu železničního mostu ze stavového, ale i procesního, tj. technologického hlediska, včetně budoucí údržby a oprav se zřetelem k minimalizaci omezení provozu.

**Ing. Vítězslav Vacek, CSc.**  
Kloknerův ústav ČVUT v Praze  
+420 602 214 510  
vitezslav.vacek@cvut.cz

# Prehľad súčasného stavu predpätých železničných mostov v sieti ŽSR

Ing. Branislav Vavák, Ing. Patrik Kotula, PhD, Ing. Ondrej Kridla,  
Železnice Slovenskej republiky

## Abstrakt:

V súčasnosti sa starnúca dopravná infraštruktúra, ktorej sú mosty neoddeliteľnou súčasťou javí, ako jeden z kľúčových problémov, ktorý významným spôsobom zasahuje do štátneho rozpočtu krajín EÚ. Každý druh mostov si vyžaduje osobitný prístup k jeho kontrole. V prípade predpätých mostov v sieti železníc Slovenskej republiky, môže len cieľená prehliadka s konkrétnymi závermi smerom k následným krokom v podobe diagnostiky a statickej analýzy, predchádzať nežiadúcim dôsledkom – najmä náhlemu zlyhaniu nosnej konštrukcie bez varovných signálov.

Príspevok je zameraný na aktuálny stav predpätých mostov s ohľadom na výsledky z revízy správ, prezentuje východiská a postupy pri zavádzaní metodiky kontroly predpätých mostov do praxe. Uvádza závery z diagnostiky a prepočtu železničných predpätých mostov realizovaných v ostatnom období v zmysle metodiky kontroly.

## 1. Úvod

Mať infraštruktúru v dobrej kondícii, je jednou z hlavných stratégií každej krajiny. Z ekologického hľadiska je železničná sieť, ktorá prechádza v poslednom období silnou rekonštrukciou a revitalizáciou, jednou z kľúčových častí infraštruktúry. Trate a ich trasovanie v území je častokrát veľmi náročné. Na dosiahnutie týchto náročných smerových a výškových podmienok a prekonanie prekážok je potrebné špeciálnych stavebných konštrukcií, ako sú mosty. Nároky na zvyšovanie rýchlosti, kladú aj vyššie požiadavky na mostné objekty. Mosty sa budujú čoraz väčších rozpätí. Na ich realizáciu potrebujeme konštrukcie, ktoré tieto kritériá spĺňajú. Jednou z nich sú predpäté mosty. Tak, ako sú kladené požiadavky na technické parametre mostov, sú kladené aj na rýchlosť výstavby. Toto kritérium sa dosahuje hlavne



prefabrikáciou. V 60–tich rokoch min. storočia sa začali typizovať betónové predpäté prefabrikované prvky na dosiahnutie väčších rozpätí ako pri železobetónových mostoch.

Hlavným nosným prvkom týchto druhov konštrukcií je predpätie, realizované predom alebo dodatočne. Náhla strata sily v predpätí má za následok kolaps konštrukcie. Preto z pohľadu bezpečnosti, sú veľmi rizikové a na železničiach skôr zriedkavé. Dokazuje to malý počet predpätých mostov v porovnaní s inými typmi. V poslednom období sa stali incidenty, pri ktorých nastal kolaps predpätých mostov, hlavne na cestnej sieti, čo je zapríčinené aj inou technológiou zimnej údržby – najmä solením. Na túto situáciu zareagovali Železnice Slovenskej republiky a začali pripravovať dokumenty, ktoré sú zamerané na tento typ mostov. Výsledkom je metodika, ktorá bola riešená dodávateľsky cez Výskumný a vývojový ústav železníc v Žiline, zadaním Žilinskej univerzity v Žiline, Katedre stavebných konštrukcií a mostov. Tento proces trval viac ako 3 roky a bol rozdelený na dve časti. Prvá časť A sa venuje podrobnej vizuálnej prehliadke [1] a druhá časť vyššiemu stupňu kontroly – diagnostike predpätých mostov [2]. Jedna na druhú úzko nadväzujú. Podľa tejto smernice už boli v roku 2024 spracované vizuálne prehliadky, diagnostiky a prepočty vybraných predpätých mostov.

## **2. Prehľad predpätých mostov v sieti ŽSR**

V rámci siete ŽSR, predpäté mosty predstavujú malé percento všetkých mostov. Niektoré z nich sú zaujímavé ako dĺžkou, tak aj svojim konštrukčným riešením.



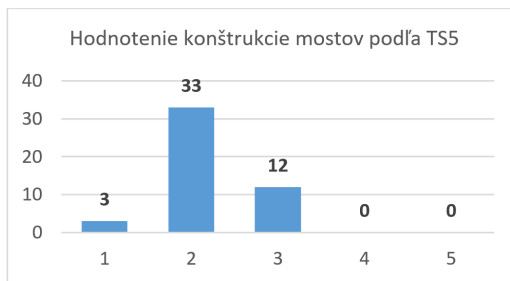
*Obr. 1 – most na trati Bratislava – Žilina km 162,825 typ konštrukcie – extradosed.*

Z hľadiska správy a údržby je vhodné predpäté železničné mosty rozdeliť na mosty z typizovaných prefabrikovaných systémov a na mosty ostatné (atypické). Z celkového počtu 48 predpätých železničných mostov je 36 zástupcov typizovaných prefabrikovaných systémov a 12 mostov tvorí skupinu atypických prefabrikátov a monolitických konštrukčných riešení. Prehľad predpätých železničných mostov v železničnej sieti ŽSR je uvedený v tab.1.

Tab. 1 – Prehľad predpätých železničných mostov na tratiach ŽSR [6]

Druh predpätia	Typ konštrukcie podľa montáže	Označenie nosníkov	Tvar prierezu	Počet mostov
predom	prefabrikát	NK3,4,4a,5	otvorený	8
		PSKT	komorový	10
dodatočne	prefabrikát	I	otvorený	2
		KDP	doskový	8
		KA61,KT18,21,24	komorový	8
	letná montáž	segmenty	komorový	7
	betonáž na skruži	–	komorový	2
	letmá betonáž	–	komorový	3
–	–	–	spolu	48

Z tabuľky č.1 je vidieť rozdelenie mostov podľa rôznych kritérií. Základným rozdelením je druh predpätia, či ide o konštrukcie s vopred predpätého betónu – 18mostov alebo dodatočne predpätého betónu – 30mostov. Ďalšie vyplývajúce rozdelenie je zastúpenie prefabrikovaných mostov – 36mostov, ktoré je v početnosti vyššie ako mostov inak budovaných, či už atypickými prefabrikátmi, letnou montážou alebo letnou betonážou, betonážou na skruži, ktorých je – 12. V neposlednom rade sa dajú všetky mosty rozdeliť podľa tvaru prierezu nosnej konštrukcie: a to na mosty s otvoreným prierezom 10mostov, uzatvoreným – komorovým prierezom 30mostov a doskového tvaru v počte 8mostov.



Graf 1 – Hodnotenie K (nosnej konštrukcie) predpätých mostov podľa TS5 [3]

Na hodnotenie mostov od 1.7.2020 na ŽSR nadobudol účinnosť predpis TS 5 Správa mostných objektov [3], ktorý nahradil doposiaľ používaný predpis ŽSR S5. V rámci nového predpisu sa zaviedlo celkové 5 stupňové hodnotenie mostných objektov, ktoré pozostáva z čiastkových hodnotení, pri ktorých sa samostatne hodnotí spodná stavba (S), nosná konštrukcia (K), mostnice (M) a priestorová priechodnosť (PP). Toto hodnotenie sa u mostov určuje pri podrobných a kontrolných prehliadkach s periodicitou raz za tri roky a v ohrozených územiach a u mostov hodnotených stupňom **4 – stav obmedzujúci** raz ročne. Všetky mosty v sieti ŽSR sú už hodnotené 5 stupňovým hodnotením, teda aj všetky predpäté mosty na tratiach ŽSR už boli hodnotené podľa nového **5 stupňového hodnotenia**.

Aktuálne hodnotenie je zobrazené v grafe č.1. Môžeme konštatovať, že aj napriek svojmu veku (niektoré boli budované v 50–tich rokoch 20. storočia), ich stav a najväčšie percentuálne zastúpenie je v stupni **K = 2 – stav dobrý**. Novobudované mosty predstavujú kategóriu kde **K = 1 – stav výborný** a zostatok mostov v stupni **K = 3 – stav vyhovujúci**, čo predstavuje iba jednu štvrtinu všetkých predpätých mostov. Žiadny most nie je hodnotený v stupňom **K = 4** stav obmedzujúci ani stupňom **K = 5 – nevyhovujúci**.

Z podrobných prehliadok [5] sú vypísané chyby a ich početnosť, na kolkých predpätých mostoch sa vyskytujú. Nie je rozlíšená ich závažnosť na statické pôsobenie predpätých mostov, iba urobený rebríček početnosti. Najčastejšou chybou predpätých mostov je nedostatočné krytie mäkkej výstuže a v jej okolí narušený popr. odpadnutý betón a s tým spojená korózia mäkkej výstuže (najčastejšie konštrukčná výstuž). Z početnosti je vidieť, že je to problém, ktorý postihuje väčšinu starých mostov.

Druhou najčastejšou chybou, ktorá sa vyskytuje, je zatekanie prefabrikovaných ríms spojené pravdepodobne s nedostatočnou alebo poškodenou izoláciou popr. zlým detailom ukončenia rímsy. Táto chyba sa vyskytuje na väčšine mostov s prefabrikovanými rímsami. Treťou najčastejšou chybou, ktorá sa vyskytuje na predpätých mostoch, je zatekanie na konci nosníkov (nosnej konštrukcie), s ktorou je vo veľkej miere spojená aj ďalšia chyba, korózia ložísk.

Ostatné chyby sa vyskytujú pomerne menej často a sú spojené skôr s konštrukčnými vyhotoveniami odvodnenia ako zatekanie v mieste otvorov odvodnenia, degradácia betónu v týchto miestach, popr. zatekanie do komory predpätých mostov. So statického hľadiska sú významné ojedinelejšie chyby ako trhliny kopírujúce tvar predpínacej výstuže, trhliny v mieste priečného spoja nosníkov a zatekanie a korózia ochrany predpínacích kotiev a trhliny v pozdĺžnom spoji nosníkov, ktoré sú zatečené. Týmto záviadam je venovaná zvýšená pozornosť zo strany správcu. Ostatné chyby, ktoré sa vyskytujú na predpätých mostoch v malom počte, sú veľmi podobné tým, ktoré sa vyskytujú na betónových mostoch.

Tab. 2 – Chyby a ich početnosť na predpätých mostoch v sieti ŽSR

Stručný popis chyby	Početnosť
obnaženie mäkkej výstuže korózia, betón rozpukaný	30
zatečenie prefabrikovanej rímsy , izolácia	19
zatekanie na konci nosníka, degradácia betónu	16
korózia ložísk	10
zatekanie v mieste otvorov odvodnenia nosníkov, degradácia betónu	6
trhliny kopírujúce tvar predpínacej výstuže	6
trhlinky v pozdĺžnom spoji nosníkov zatečené	4
zatekanie do komory	4
zvislé trhliny na rímse zatečené	3
v podhľade trhliny zatečené	2
zatekanie z konca nosníka, korózia ochrany predpínacích kotiev	1
priečna trhlina v mieste spoja nosníkov	1

### 3. Metodika kontroly predpätých betónových mostov v sieti ŽSR

Od roku 2021 v spolupráci so Žilinskou Univerzitou v Žiline, Katedrou stavebných konštrukcií a mostov, boli pripravené dokumenty „Metodika kontroly predpätých mostov“. Metodika je rozdelená na dve časti, ktoré na seba nadväzujú a dávajú tak ucelený dokument na posudzovanie predpätých mostov.

#### 3.1 Časť A – Vizuálna kontrola

Časť A vysvetľuje princíp a fungovanie predpätého betónu, základný princíp ako aj druhy zavádzania predpätia do betónu. Hlavné dve skupiny tvoria vopred predpätý betón a dodatočne predpätý betón. Ako už z názvu vyplýva, skupina vopred predpätých betónov je časť, kde predpätie je zavedené v prefabrikátoch pri ich betonáži na predpínacích dráhach alebo linkách. Po dosiahnutí požadovanej pevnosti betónu (0,80 fcm) sa odformujú a uvoľní napätie lán a aktivuje sa do prierezu.

Druhou skupinou sú konštrukcie z dodatočne predpätého betónu, kde konštrukčný prvok sa vyhotoví s káblovými kanálkami zakončenými príslušenstvom na zakotvenie predpínacej výstuže, ktorá sa osádza až dodatočne navlečením do kanálikov a predopnutím pomocou predpínacích hydraulických lisov po dosiahnutí stanovenej pevnosti betónu. Následne sa kanálik injektuje špeciálnou maltou a prevádza sa ochrana kotviacich prvkov obetonovaním.

Osobitnou skupinou predpätia ako takého je nesúdržné predpätie, kde nie je zaručená súdržnosť betónu a predpínacej výstuže po celej dĺžke kábla tzv. voľné káble. Statické účinky predpätia sa vnášajú do konštrukcie iba v mieste kotvenia a deviátoroch. Takýto druh predpätia sa využíva najmä pri rekonštrukciách už existujúcich mostov, kde nie je potrebné mať vytvorený kanálik v stávajúcej konštrukcii, na ich zosilnenie.

Všeobecné state obsahujú rozdelenie predpätia a jeho stupne: plne predpäté, obmedzené predpätie a čiastočné predpätie. Vysvetľujú základné materiály z čoho sú predpäté konštrukcie zložené.

Betón – kamenivo, cement, voda a prímеси. Prehľadne vysvetľujú základné vlastnosti betónu ako je pevnosť betónu či ideálny pracovný diagram na stanovenie účinkov krátkodobého zaťaženia. Zaoberajú sa objemovými zmenami betónu zmrašťovaním, dotvarovaním ako aj ich reológiou v čase.

Predpínacia výstuž, pomocou ktorej vytvárame potrebnú tlakovú rezervu v betóne a zabezpečujeme aj prenos ťahaných síl od zaťaženia. Je to aktívny prvok v konštrukcii, ktorý je zväčša z kovových materiálov, no v dnešnej dobe sa začínajú presadzovať aj nekovové materiály ako uhlíkové, či sklené vlákna. Dokument ďalej pojednáva o základných vlastnostiach predpínacej výstuže ako je vysoká pevnosť, pracovný diagram, dáva obraz o výrobe a technológiach výroby – popúšťaní, stabilizácii ako aj o únave. V tejto časti dokumentu je aj zmienka o tom v akej forme sa predpínacia výstuž vyrába – drôty, spletence, laná a tyče s ich vysvetlením a popisom. Pojednáva o ochrane lán a opisuje ich kotvenie, ktoré delíme

na aktívne a pasívne kotvy. Vysvetľuje ako fungujú samosvorné kotvy, skrutkové systémy kotvenia a spojky.

V ďalšej časti metodiky je základné rozdelenie a charakteristika predpätých mostov na tratiach ŽSR.

Ako už bolo spomínané vyššie, delenie predpätých mostov na prefabrikované – vopred predpäté PKT,PSKT,NK3a,4a,5a a dodatočne predpäté KDP, KT,KA61, I73. Dodatočne predpäté mosty s vopred predpätých prefabrikovaných častí, segmentové mosty letmo montované s dodatočným predpätím, monolitické konštrukcie betónované na skruži, nové typy mostov – monolitické konštrukcie letmo betónované s atypickou technológiou, napr. EXTRADOSED.

V nasledujúcej časti metodiky sú uvedené poruchy predpätých mostov, a ich základných častí ako je betón, vznik a rozvoj trhlin, korózia výstuže a prvkov kotvenia ich klasifikácie, nadmerné deformácie mosta a poruchy príslušenstva.

Hlavnou časťou tohto dokumentu je vizuálna kontrola so zameraním na typ predpätej konštrukcie, na aké detaily sa zamerať, čo je potrebné pri každom druhu konštrukcie kontrolovať.

V závere je odkaz na to, čo robiť ak sú predpäté mosty vizuálne hodnotené stupňom č.4 a vo vybraných mostoch stupňom 3. Na čo nadväzuje dokument Časť B.

### **3.2 Časť B – Vyšší stupeň kontroly**

Metodika kontroly predpätých betónových konštrukcii mostov v sieti ŽSR časť B vyšší stupeň kontroly definuje postupy, pri požiadavkách na výkon diagnostiky predpätých mostov a ich zadávanie. Kladie sa osobitý dôraz na výkon kontroly, vykonávanie meraní a ich záznamov, spracovanie a vyhodnotenie, evidencie údajov a spracovanie dokumentácie diagnostiky.

Dopravnú spôsobilosť mostných objektov zabezpečuje správca mostných objektov, ide hlavne o životnosť a požadovanú kategóriu zvislého zaťaženia pre jednotlivé objekty. Toto je možné docieľiť iba pravidelnou kontrolou objektov, ktoré definuje pre všetky druhy mostov predpis TS 5 všeobecne, tak ako bolo spomenuté v predchádzajúcich statiach článku s ich periodicitou a hodnotením. V istých prípadoch je potrebné vykonať aj vyššiu diagnostiku mostov. Táto činnosť zahŕňa aj zisťovanie vlastností a javov týkajúcich sa konštrukcie mosta ako celku, jednotlivých častí, konštrukčných prvkov a materiálových komponentov ich funkčnosti, polohy, tvaru a pretvorení.

#### **Môžeme ju rozdeliť do dvoch skupín:**

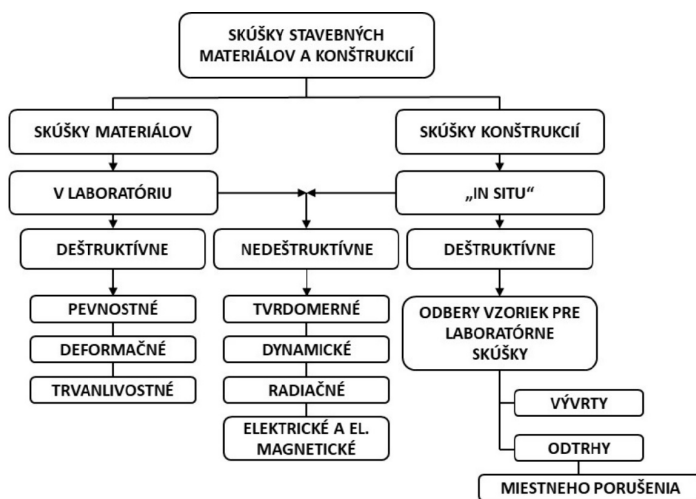
**Prehliadky mostov** – bežné, podrobné a kontrolné prehliadky, ktorých účelom je kontrola vizuálna a z ich záznamu i návrh opatrení pre údržbu na zaistenie prevádzky–schopnosti objektu. Týmto sa zaoberá vyššie spomínaná Metodika kontroly predpätých betónových konštrukcii mostov v sieti Železníc Slovenskej republiky – časť A. Vizuálna kontrola [1].

**Diagnostika mosta** – pri ktorej sa robí ucelenejší súbor informácií o danom objekte a základe meraní, záznamov, sledovaní a skúšok, zaťažovacích skúškach – overenie deformácii od známeho zaťaženia popr. dlhodobé sledovanie formou monitoringu nových mostov od výstavby až po daný čas alebo dodatočne realizovaného pri stávajúcich predpätých mostov tak ako ho definuje [2] Metodika kontroly predpätých betónových konštrukcií mostov v sieti ŽSR časť B vyšší stupeň kontroly.

Dokument je rozdelený do častí, ktoré na seba nadväzujú a dávajú ucelený pohľad na to ako postupovať pri diagnostike predpätých mostov. Je rozdelený na tri hlavné časti, ktorými sú: vyhľadávanie a rozbor podkladov, odporúčané metódy diagnostiky – popis metód a spôsobov vykonávania a typy mostov z predpätého betónu a k nim odporúčané metódy diagnostiky.

Základom každej práce je mať dostatok informácií. Pri predpätých mostoch mať archívnu projektovú dokumentáciu a informácie z nej vyplývajúce základné rozmery, druh a spôsob predpätia informácie o priebehu výstavby, zaťažovacej skúške a uvedení mosta do prevádzky (Hlavná prehliadka mosta). Je potrebné poznať normy platné v dobe návrhu, smernice, typové podklady, vzorové listy a porovnať ich s vlastným zameraním.

V druhej stati tohto dokumentu, ktorý je najrozsiahlejší, sú odporúčané metódy diagnostiky, ich popis a spôsob vykonávania. Diagnostika predstavuje súbor činností vykonávaných za účelom ďalšieho spresnenia a rozšírenia informácií, získaných z archívnej dokumentácie a podrobných vizuálnych prehliadok objektov. Jedná sa hlavne vlastnosti materiálov použitých pri výstavbe mosta. Pri ich získavaní sa vyžadujú špeciálne odborné znalosti a postupy a tiež prístrojové vybavenie umožňujúce aj zásah do konštrukcie mosta (sondy, odber vzoriek a pod.). Pre názornosť je rozdelenie zhrnuté na Obr. 2 Všeobecné rozdelenie skúšok. Je potrebné vybavenie aj na samotné skúšobné postupy jednotlivých materiálov.



Obr. 2 – Všeobecné rozdelenie skúšok [2]

Tieto v princípe delíme na nedeštruktívne a deštruktívne a na skúšky priamo na mieste a skúšky v laboratóriu.

Ďalším celkom state je diagnostika celkového pôsobenia objektu, ktorá zahŕňa činnosti pri ktorých zisťujeme vplyv zaťaženia dopravou (nadmerné chvenie konštrukcie), zisťovanie veľkosti stáleho zaťaženia, ktoré vstupuje do výpočtu, zistenie zmien statickej schémy (uzatvorenie dilatlačnej škáry, zablokovanie ložísk, popr. vznik plastického kĺbu), identifikácia poškodeného miesta a jeho príčina, meranie trvalých deformácií nosnej konštrukcie a spodnej stavby (vzájomný posun, sadnutie spodnej stavby).

Samotná diagnostika predpätých mostov nadväzuje na celkovú diagnostiku pôsobenia mostov z predošlej state a zameriava sa už na konkrétny predpätý most. Je rozčlenená a podrobne sú popísané práce, ktoré pozostávajú hlavne z kontrola rozmerov a tvaru nosných častí, zisťovanie materiálových charakteristík, zisťovanie porúch od účinkov zatekania, meranie a mapovanie trhlin v betóne, zisťovanie porúch stykových škár prefabrikovaných dielcov, meranie hrúbok skarbonizovaného betónu v krycej vrstve. Meranie obsahu chloridov v krycej vrstve, stav ochranných náterov a povlakov, meranie pórovitosti betónu, kontrola betonárskej výstuže, jej materiálových charakteristík, poštu a polohu v priereze, zisťovanie korózných úbytkov výstuže, meranie hrúbky krycej vrstvy výstuže v betóne, kontrola stavu injektáže kanálikov predpínacej výstuže, kontrola korózie predpínacej výstuže, kontrola stavu kotvenia predpínacej výstuže, kontrola stavu ochrany káblov nesúdržnej predpínacej výstuže, kontrola deviátorov a kotevných blokov predpínacej výstuže, kontrola polohy a vedenia káblov a kontrola FRP lamiel.

Jednou z najdôležitejších častí predpätých konštrukcii je stanoviť silu predpätia v predpínacej výstuži. K tejto problematike je venovaná samostatná časť. Na základe metódy určenia poznáme priamu metódu, pomocou priameho odčítania zabudovaného zariadenia v danom kábly predpínacej výstuže a to buď tenzometrických alebo pomocou elastomagnetických snímačov. Druhou metódou je určenie nepriame, ktoré sú založené na báze mechanického vychýlenia predpínacej výstuže, na báze uvoľnenia napätia alebo sledovaní odozvy konštrukcie na zaťaženie. Tieto postupy sú podrobne rozpísané v statiach, ktoré opisujú presnejšie tieto postupy. Ich nevýhodou je že sú semideštrukčné alebo deštrukčné.

Metódy uvoľnenia napätia sú rozdelené na uvoľnenie napätia v predpínacej výstuži (dochádza v porušení výstuže) a uvoľnenie napätia v betóne (rezová metóda). Metódy na sledovania odozvy konštrukcie na zaťaženie sú rozdelené na metódu inicializácie trhlín v betóne a metóda dekompresného zaťaženia.

Neoddeliteľnou časťou každej konštrukcie je interakcia spodnej stavby a nosnej konštrukcie pomocou kĺbov, ložísk a iných zariadení. Kontrole tejto časti je venovaná samostatná časť dokumentu, v ktorej sú opísané rôzne druhy uloženia a ich diagnostika, zameraná najmä na stav a opotrebenie týchto častí ako aj zisteniu ich momentálneho stavu posunov. V nasledujúcej časti je potrebné sa venovať aj ako je konštrukcia odvodnená diagnostikovať jej funkčnosť a kompletnosť a neposlednom rade aj ostatné vybavenie mosta ako je zábradlie, chráničky, dilatlačné zariadenia a pod.

Tretou časť dokumentu je aplikačná a pojednáva o tom pri akých typoch predpätých mostoch treba akú metódu diagnostiky preferovať. Hovorí o tom, na čo sa zamerať pri predpätých mostoch z vopred predpätého betónu, z dodatočne predpätého betónu, pri prefabrikovaných mostoch, monolitických letmo betónovaných či letmo montovaných. Kde akú metódu zvoliť, aké skúšky a čo vo všeobecnosti treba urobiť na konkrétnych typoch predpätých mostov.

Podľa Metodiky kontroly predpätých betónových mostov v sieti ŽSR časť A a B boli vypracovaná diagnostika vybraných predpätých mostov. Vypracovala ich Žilinská univerzita v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, na základe objednávky od ŽSR, Výskumného a vývojového ústavu železníc v Žiline. Všetky dokumenty, ktoré boli odovzdané na základe požiadavky obsahujú posúdenie aktuálneho stavu nie len nosných konštrukcií ale celkového stavu mostných objektov. Správa obsahuje hlavne opis konštrukcie, jeho vizuálnu obhliadku so zakreslením nedostatkov do schémy, výsledky skúšok a meraní, prepočet – stanovenie odolnosti nosných prvkov so zohľadnením aktuálneho stavu, návrhy na odstránenie porúch a zlepšenie technického stavu mostov. Jedná sa o predpäté mosty na trati Orlov – Podolínec km 11,080 obr.3, 21,360 obr.4 a km 23,968.



Obr. 3 – Orlov – Podolínec 11,080



Obr. 4 – Orlov – Podolínec km 21,360

## 4. Záver

Príspevok je zameraný na hodnotenie a posudzovanie predpätých mostov v správe ŽSR a s ním spojenej metodike, podľa ktorej sa postupuje pri výkone kontroly a diagnostiky predpätých mostov. Do konca roka 2025 podľa tejto metodiky boli hodnotené a posúdené tri mosty na trati Orlov – Podolínec. V budúcom roku je predpoklad v pokračovaní hodnotenia a posudzovanie ďalších predpätých mostov v správe ŽSR.

## Literatúra

- [1] MORAVČÍK, M., KRIDLA, O, VAVÁK, B. Metodika kontroly predpätých betónových konštrukcií mostov v sieti železníc Slovenskej republiky – časť A. Vizuálna kontrola. GR ŽSR Odbor železničných tratí a stavieb. 2023
- [2] MORAVČÍK, M., KOTULA, P., KRIDLA, O, VAVÁK, B. Metodika kontroly predpätých betónových konštrukcií mostov v sieti železníc Slovenskej republiky – časť B. Vyšší stupeň kontroly. GR ŽSR Odbor železničných tratí a stavieb. 2024



- [3] ŽSR TS 5 Správa mostných objektov, účinnosť od 01.07.2020
- [4] KOTEŠ, P., a kol. Správa o diagnostike a prepočte mosta v km 21,360 na trati Orlov – Podolíneč, Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, december 2023
- [5] WÚŽ, Oddelenie revízných činností ŽTS : Mostné revízne správy predpätých mostov rok 2021–2024.
- [6] Interný informačný systém infraštruktúry ŽSR: Pasport mostov a mostom podobných konštrukcií

**Ing. Branislav Vavák**

+421 914 324 094

vavak.branislav@zsr.sk

**Ing. Patrik Kotula, PhD**

kotula.patrik@zsr.sk

**Ing. Ondrej Kridla**

kridla.ondrej@zsr.sk

Železnice Slovenskej republiky,  
Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina,  
Skúšobné laboratórium, ul. 1. mája 34, 010 02 Žilina

# Rekonstrukce mostu v km 3,040 trati Ústí nad Labem – Střekov – Ústí nad Labem západ

Ing. Petr Vavrčka, STRABAG Rail a. s.

## 1. Úvod

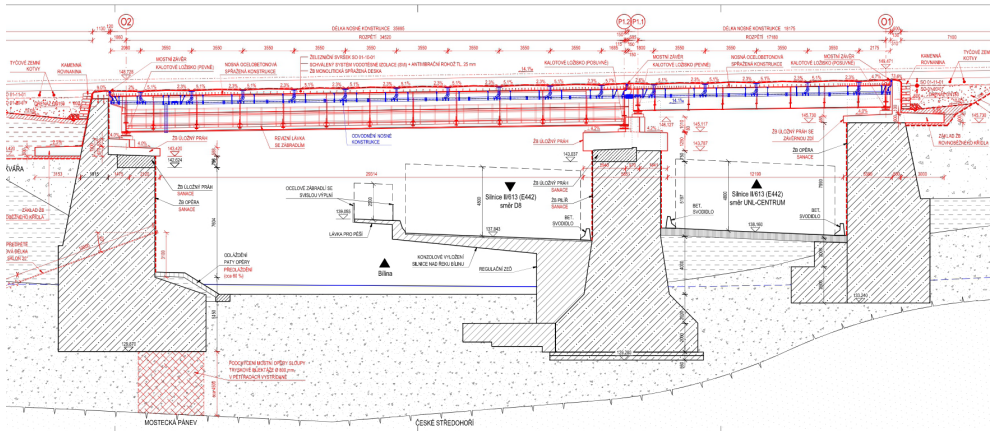
V letech 2023 až 2024 byl naší společností realizován projekt Rekonstrukce mostu v km 3,040 Ústí nad Labem – Střekov – Ústí nad Labem západ. Objednatelem projektu byla státní organizace Správa železnic a generální projektant společnost „VALBEK-PRODEX“. Rekonstruovaný úsek trati se nachází na území Ústeckého kraje, v centru města Ústí nad Labem. Předmětný most je umístěn v ev. km 3,040 v obvodu stanice Ústí nad Labem západ. Jedná se o poslední most ze železničního trojmostí pod Větruší, který ještě neprošel modernizací.

Původní jednokolejný most převáděl železniční trať přes řeku Bílinu, chodník pro pěší a dálniční přivaděč do centra Ústí nad Labem ulicí Střelecká. Nový most respektuje původní směrové řešení. Nový stav mostní konstrukce se skládá ze dvou prostých polích o rozpětích 15,1 m + 33,0 m

## 2. Popis rekonstrukce

Mostní dílo z roku 1955 bylo zubem času značně opotřebován. Na stávajícím stavu správce registroval mnoho vad, které si vyžadovaly komplexní řešení. Ocelové konstrukce a PKO na hraně životnosti, prosedlá či vyosená ložiska a vyklánění jedné z opěr v řádech centimetrů. Výše uvedené problémy a také požadavek na zvýšení traťové rychlosti byly hlavními důvody k rekonstrukci mostu. Řešením bylo nahrazení původních nosných ocelových konstrukcí novými spráženými ocelobetonovými nosnými konstrukcemi na rekonstruované spodní stavbě. Původní nosné ocelové konstrukce byly trámové s mostnicemi. Nové nosné konstrukce jsou tvořeny dvěma plnostěnnými ocelovými nosníky a spráženou železobetonovou deskou.

Rekonstrukce spodní stavby spočívala v podchycení jedné z opěr pomocí tryskové injektaže, ubourání stávajících železobetonových masivních opěr a pilíře až pod úroveň úložných prahů a pilíře a provedení nových železobetonových úložných prahů a částečně nových křídel. Nosné konstrukce budou nově uloženy na kalotových ložiscích.



Obr. 1 – Podélný řez mostem

### 3. Původní varianta ZOV

V rámci rekonstrukce mostu byla klíčová výměna ocelových konstrukcí. Ta se opírala o pět zásadních okrajových podmínek.

1. Silný silniční provoz pod mostem, který byl umožněn kompletně vyloučit pouze v nočních hodinách během víkendu.
2. Blízké železniční tratě, které značně omezovaly umístění jeřábové techniky.
3. Nadzemní vedení vysokého napětí, které vedlo podélně s osou mostu v jeho těsné blízkosti.
4. Velmi omezený prostor pod delší nosnou konstrukcí. Ta převáděla trať přes koryto řeky Bíliny a jeden směr ulice Střelecká, která vedla po silniční estakádě.
5. Omezené přístupy po trati k mostu. Na jedné straně bylo nutné překonat stávající most v km 3,113, který ve stejné výluce měl být rekonstruován a na druhé straně byl omezený přístup areálem českých drah.

Vzhledem k výše uvedeným komplikacím byla demontáž a následná montáž ocelové konstrukce naplánována a projednána pomocí jeřábu z provizorní panelové plochy mezi vyloučenou a provozovanou kolejí za jednou ze stávajících opěr. Montážní základna pro svařování ocelové konstrukce byla plánována za přechodovou oblastí opěry. Montážní dílce měly být transportovány na montážní základnu pomocí přístupové cesty areálem Českých drah.

#### 4. Nové řešení ZOV

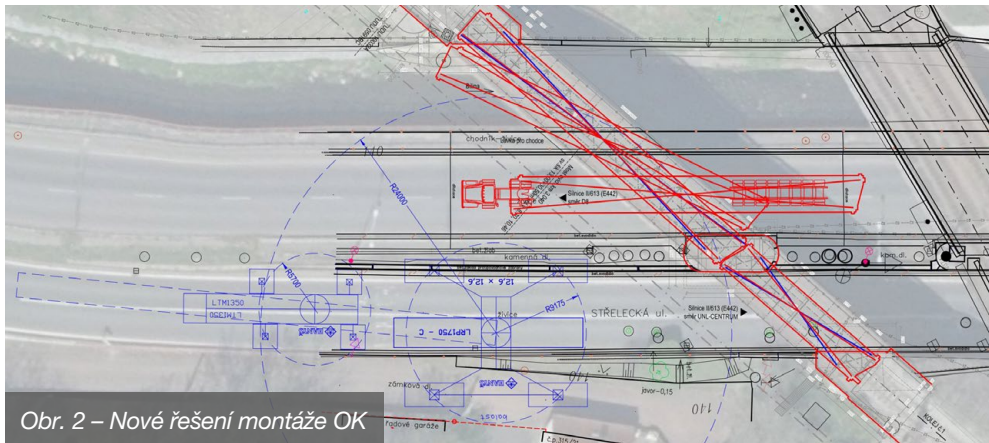
Na základě vysoutěžené dokumentace proběhla kontrola proveditelnosti návrhu, přičemž zvýšená pozornost byla upřena na proveditelnost provizorní plochy pro jeřáb. Byl proveden dodatečný geologický průzkum, který prokázal výskyt kyprých až mírně ulehlých navážek do 1,5 m pod terén. V nižších úrovních v části sond byla zachycena pata zemního tělesa tratě, a poté následovaly opět navážky různého charakteru. Obecně lze konstatovat, že až do hloubky cca 8 m se vyskytovaly neulehlé neúnosné zeminy.

Zároveň pod projektovanou polohou jeřábu byla nábrežní zeď ve vlastnictví Povodí Ohře, která by při přetížení zásypu musela být ověřena na stabilitu. Pro zajištění bezpečnosti práce jeřábové techniky by byly nutné rozsáhlé provizorní úpravy pro přenesení zatížení jeřábu s břemenem. Vzhledem ke zjištěnému, bylo nutné provést demontáž a montáž ocelových konstrukcí jiným způsobem a zejména nový způsob projednat se všemi dotčenými stranami. Na základě výše zmíněného byla odložena výluky o jeden kalendářní rok.

V rámci nadcházejícího projednání byly navrženy varianty jiného umístění jeřábu. Vzhledem k místním podmínkám nebylo dále uvažováno s jiným metodami osazení nosné konstrukce. Jednalo se o dvě možné varianty postavení jeřábu.

1. První počítala s umístěním jeřábu na parkovišti vzdálené od mostu cca 70 m. Rameno jeřábové techniky by muselo pro práci překonávat 2 železniční tratě. Viditelnost jeřábníka by byla značně omezena a přístupové komunikace na pracovní místo jeřábu byly velmi stísněné. Na závěr je nutné uvést, že by jeřáb byl v nejvyšší možné modifikaci na dlouhém rameni. Rezerva zdvihu pro potencionálně těžší břemeno by byla minimalizovaná.
2. Druhá varianta uvažovala s umístěním jeřábu na silnici Střelecká pod most. Tato varianta uvažovala s uzavřením jednoho jízdního směru a provedení plochy pro jeřáb. Nevýhoda této varianty byla umístění patek jeřábu na stávající práh protipovodňového opatření. Jednalo se o železobetonovou zídku založenou na železobetonových pilotách, která nebyla nicméně nikdy otestována a musela být z archivní dokumentace na zatížení přepočítána. V rámci provádění prací bylo nutné i dočasně snést nadzemní přípojku ve správě ČEZ a dočasně vypnout průběžné nadzemní vedení vysokého napětí. Obě varianty nepočítali s původní montážní základnou, ale bylo předpokládáno osazení původní delší konstrukce na velkokapacitní tahač na silniční estakádě a odvoz na montážní plochu mimo estakádu na rozpálení na přepravní dílce. Osazení nové konstrukce by probíhalo opačným způsobem. Vzhledem k hmotnosti tahače s ocelovou konstrukcí cca 140 t bylo nutné provést hlavní mostní prohlídku estakády spolu s prověřením mostního listu a projednání s příslušným správcem povolení nájezdu.

Vzhledem k realističtější proveditelnosti byla zvolena druhá varianta.



Vzhledem k ročnímu posunu kolidovala rekonstrukce termínově s dalšími stavbami v blízkém okolí. V roce 2024 byla plánovaná přestavba okružní křižovatky pod Větruší a rekonstrukce protipovodňových opatření v těsné blízkosti stavby. Pokud by nešlo rekonstrukci železničního mostu zakomponovat do přestavby dopravního uzlu pod Větruší bylo by nutné rekonstrukci provést až po opravě mostu Eduarda Beneše po roce 2026. Díky intenzivní práci Objednatele, autorského dozoru a Zhotovitele stavby byla úspěšná koordinace všech staveb dopravního uzlu pod Větruší a zajištění souhlasného stanoviska všech třetích stran. Zajímavým faktem je sdílení dopravně inženýrského opatření mezi třemi stavebníky.



## 5. Podchycení opěry

Bylo provedeno statické zajištění opěry tryskovou injektáží. Bylo nutné zřídít provizorní vrtací plošinu v korytě Bíliny a provádět injektáž za částečného železničního provozu. Z tohoto důvodu bylo objednatelem požadováno kontinuální sledování pohybu opěry. To bylo provedeno pomocí osazení čidel v patě opěry a na železničním svršku.

Na železničním svršku bylo osazeny měřicí body v předpolí, na mostě a v místě závěrné zídky. Měření kontinuálně sledovalo relativní pootočení bodů navzájem a vyhodnocovali i o mírné deformace. Vzhledem k značně poškozené ocelové konstrukci docházelo k velkým deformacím již před započítím tryskové injektáže. Zhotovitel sledoval zejména trend vývoje měření, jelikož aktuální měření značně podléhalo teplotním změnám a zatížení provozem. Závěrem lze konstatovat, že při provádění tryskové injektáže se trend během prací neměnil.

## 6. Hlavní výluka

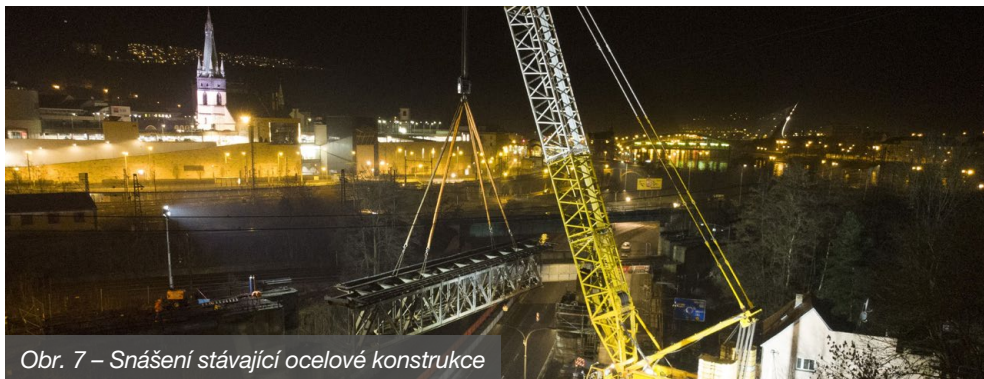
Po zahájení hlavní výluky byla provedena provizorní úprava trakčního vedení, přeložky sítí a snesení železničního svršku. Paralelně probíhala příprava provizorní plochy pro jeřáb v ulici Střelecká. Ocelová konstrukce ve větším poli, o hmotnosti přibližně 83 t, byla snesena jeřábem během noční uzávěry silnice a usazena na velkokapacitní tahač, který ji odvezl na odstavnou plochu a došlo k rozpálení na dílce pro přepravu. Malá konstrukce byla odložena za jeřáb do pruhu a okamžitě rozpálena.

V rámci demolicí bylo nutné ubourat stávající opěry a pilíře. Byly ubourány až do hloubky pro založení nových úložných prahů nosných konstrukcí. Zároveň byly ubourány zavěšená křídla. Technologicky nejnáročnější bylo provést odbourání úložného prahu malé konstrukce na pilíři. Demolovaný úložný práh byl v půdorysu 4,0x2,0 m o výšce 3,3 m a o hmotnosti cca 66 t. Demolice musela probíhat za silničního provozu. Pro zajištění bezpečnosti provádění demolice bylo přistoupeno k technologii podříznutí stávajícího pilíře v úrovni pro zhotovení nových úložných prahů pomocí diamantového lana ve dvou krocích.

1. Došlo k podříznutí 2/3 průřezu, poté bylo osazeny roštové nosníky pro zajištění stability pilíře a následovalo dokončení řezu.
2. Dokončení řezu bylo nutné provést až po odstranění malé ocelové konstrukce. Po provedení demontáže konstrukce došlo k sejmutí odříznuté části pilíře pomocí silničního jeřábu, který předchodí noc demontoval malou ocelovou konstrukci.

Po zhotovení nových železobetonových dobetonávek spodní stavby došlo k osazení nových ocelových nosných konstrukcí. Tyto konstrukce měli podobnou hmotnost jako stávající konstrukce. Vzhledem k projednávání variantě demontáže ocelové konstrukce byla projednána stejným principem metoda montáže. Malá i velká ocelová konstrukce byla do místa zdvihu dopravena na velkokapacitních tahačích v kompletní silniční uzávěrcé během víkendové noci. Vzhledem ke komplikovanému přístupu pod menší nosnou konstrukci po osazení bylo rozhodnuto o osazení malé nosné konstrukce spolu s podbedněním a výztuží spřažené železobetonové mostovky. Před osazením ocelové konstrukce byli na místa ložisek provizorně uloženy ložiska s klínovými deskami a prověřen stav a hloubka kapes.

Osazení ocelové konstrukce bylo provedeno na provizorní hydraulické lisy. Byla projednána a schválena změna postupu výstavby, která spočívala v podlití a aktivace ložisek ještě před betonáží mostovky. Poté následovala betonáž spřažených desek o celkovém objemu cca 110m<sup>3</sup>, osazení mostních dilatačních závěrů a betonáž říms. Systém vodotěsné izolace na nosných konstrukcích se skládá z celoplošně natavované pásové izolace, tvrdou ochranu z litého asfaltu a antivibračních rohoží. Na mostě bylo osazeno zábradlí z L profilů o výšce 1,1 m a doplněny zábrany proti odletujícím štěrku. Odvodnění je řešeno pomocí systému odvodňovačů a podélných svodů k jedné z opěr.



Obr. 7 – Snášení stávající ocelové konstrukce



Obr. 8 – Naložení stávající ocelové konstrukce a příprava na odvoz



Obr. 9 – Montáž nových ocelových konstrukcí



Obr. 10 – Ukončené práce na mostu v km 3,040

## 7. Závěr

Přes komplikovanou situaci posunutí výluky a kolizi s dalšími stavby se týmu stavby Objednatele, Zhotovitele a autorského dozoru podařilo provést komplikovanou rekonstrukci v srdci Ústí nad Labem. Byl rekonstruován železniční most na hraně životnosti, a osazen most nový, který nyní snižuje hlukovou zátěž přilehlého okolí, zlepšuje jízdní komfort a zajišťuje bezpečnosti provozu. Výluka probíhala od února do srpna roku 2024.

**Ing. Petr Vokrčka**  
STRABAG Rail a. s.  
+420 602 838 490  
petr.vokrcka@strabag.com



## Rekonstrukce mostu v km 48,289 na trati Podlešín – Slaný, Podlešínský viadukt

Ing. Matěj Mikšovský, Ing. Daniel Novotný,  
TOP CON SERVIS s.r.o.

*Železniční most přes údolí Knovízského potoka v katastrálním území Podlešín byl postaven v letech 1872 až 1873 jako součást Pražsko–duchcovské dráhy. Konstrukce mostu byla realizována z karbonského pískovce těženého v místních pískovcových skalách. Viadukt tvoří pět půlkruhových oblouků s rozpětím 10 metrů, které spočívají na kónických hranolových pilířích a jsou zakončeny profilovanými římsami. Kamenný parapet z pískovcových kvádrů původně sloužil jako zábradlí. Na severní straně byl však necitlivě nahrazen betonovou římsou s ocelovým zábradlím. Celková délka viaduktu, včetně vysokých kamenných křídel z kyklopského zdiva, činí 95 metrů, přičemž jeho výška dosahuje 17,7 metru.*

*Cílem rekonstrukce byla komplexní sanace kamenného zdiva, provedení celoplošné hydroizolace rubu kamenných zdí, vybudování nového železobetonového žlabu v místě vjezdového návěstidla, vytvoření bezpečnostních výklenků a úprava parapetních zdí tak, aby byla zajištěna minimální vzdálenost pevné překážky od osy koleje (2,2 metru). Poškozené kamenné prvky byly opraveny nebo nahrazeny, došlo k obnově a doplnění parapetních zdí. Citlivá rekonstrukce zajistila obnovu cenné technické památky.*

### 1. Stav mostu před rekonstrukcí

Podlešínský viadukt se nachází na konci zhlaví stejnojmenné železniční stanice. Postupně převádí železniční trať přes koryto Knovízského potoka, zrušenou železniční trať ze Zvoleněvsí do Kladna (aktuálně využívanou jako cyklostezka), bývalý mlýnský náhon a silnici III. třídy č. 24019. Nosná konstrukce je tvořena pěti půlkruhovými oblouky o rozpětí 10 m, které jsou uloženy na hranolových pilířích. Konstrukce je vyzděna z kamenného kvádrového zdiva. Nad čelními zdmi obíhá obě strany mostu profilovaná kamenná římsa, na níž je vyzděno kamenné zábradlí. Nad bočními pilíři jsou umístěny 4 bezpečnostní výklenky (2 na každé straně). Spodní stavba je tvořena opěrami a pilíři z kvádrového zdiva. Na obou stranách na opěry mostu navazují vysoká rovnoběžná křídla z kyklopského zdiva.

V průběhu životnosti byly na viaduktu provedeny 2 významnější zásahy. V roce 1913 bylo pravděpodobně z důvodů větších poruch rozhodnuto o rekonstrukci klenby č. 1, v rámci, které bylo pískovcové zdivo nahrazeno žulovými kvádry. V roce 1922 pak došlo k upravení římsové partie na podlešínské straně mostu. Důvodem bylo vybudování spojky mezi vzájemně se křížujícími tratěmi. V rámci této úpravy byly masivní parapety nahrazeny subtilními, které zajistily požadovanou prostorovou průchodnost. Při poslední blíže nedatované opravě byly v této oblasti kamenné římsy a parapety necitlivě nahrazeny římsami ze železobetonu s ocelovým dvoumadlovým zábradlím.



Obr. 1 – Původní stav mostu

Na mostě se vyskytovaly závady, které mohly v blízké době snížit přechodnost celého úseku této tratě, z tohoto důvodu bylo třeba provést komplexní rekonstrukci mostu. Všechny klenby jevíly známky nefunkční hydroizolace, což se projevovalo vyplavováním vápenného pojiva a následným vznikem vápenitých sraženin, zdivo mělo značně porušené spárování. U nosných konstrukcí byla patrná degradace kvádrů čelního zdiva a říms, ve vrcholu kleneb K03 a K01 byly patrné trhliny. U spodní stavby byla zřejmá degradace kvádrů zdiva a degradace spárování.



Obr. 2 – Bourací práce

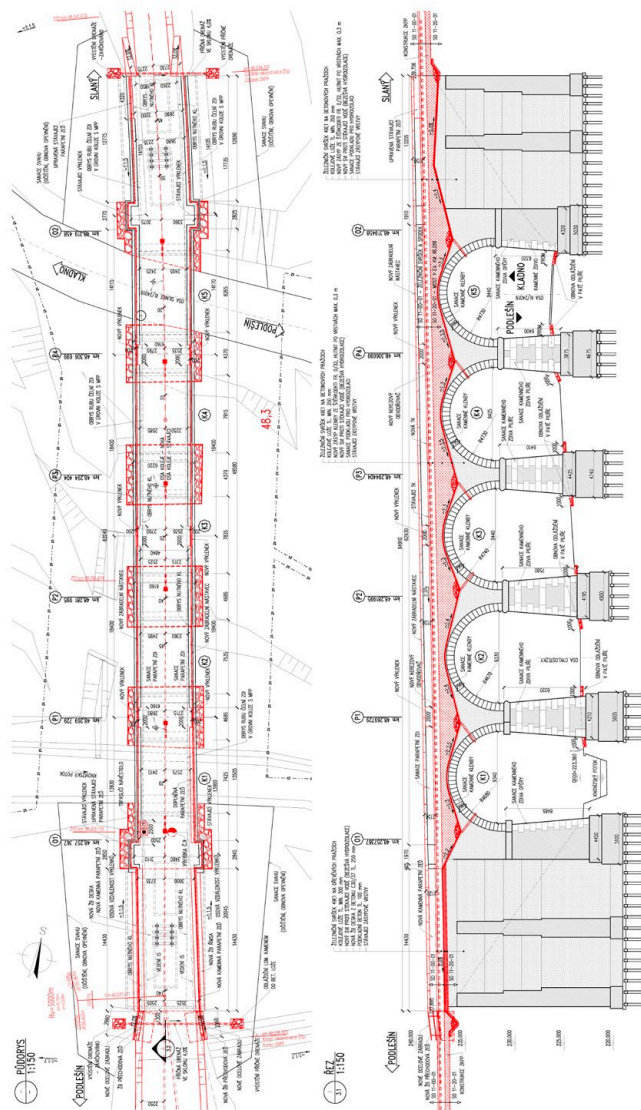
Stávající odvodňovače měly omezenou funkčnost, tento fakt výrazně napomáhal kumulaci vody v prostoru nad klenbami a následně k degradaci zdiva v místech trvalých průsaků mimo oblasti odvodnění. Vnější líc zdiva byl porostlý vegetací, lišejníky a uchycenou vegetací ve spárách zdiva. Římsové kameny byly rovněž poškozené. Zábradlí – zde představované kamenným parapetem – bylo nízké a na obou stranách mostu zasahovalo do VMP.

## 2. Rekonstrukce mostu

Viadukt je nemovitou kulturní památkou vedenou v registru nemovitých kulturních památek pod číslem ÚSKP 101242. Z projednání s příslušnými orgány památkové péče vyplynulo, že není možné zásadním způsobem měnit tvarosloví na řešeném objektu. Památková ochrana tedy měla zásadní dopad na rozsah a způsob stavebních úprav prováděných v rámci rekonstrukce.

### 2.1. Sanace kamenného zdiva pilířů a kleneb

Podél celého mostu a kolem spodní stavby bylo postaveno prostorové lešení, aby bylo možné provést požadované stavební zásahy zejména do kamenného zdiva.



Obr. 3 – Přehledný výkres mostu

Ze sanačních prací šlo o odstranění vegetace z povrchu zdiva, očištění a otryskání kamene, vysekání spár, nové spárování, injektáže a celkové očištění po injektážích.

Kamenné zdivo opěr, pilířů, čelních zdí a kleneb bylo nejprve očištěno tlakovou vodou. V průběhu tryskání bylo zjištěno, že výsledný vzhled zdiva není uspokojivý. Bylo rozhodnuto o změně technologie čištění, které bylo realizováno pomocí mechanického pemřování. Po očištění bylo zdivo posíleno nízkotlakou injektáží. Ta byla provedena až po hlubokém spárování injektovaných částí, aby bylo zamezeno unikání injekční směsi mimo zdivo.

Účelem injektáže bylo zpevnit zdivo, zajistit jeho stabilitu, zvětšit soudržnost materiálu a vytvořit kompaktní zdivo schopné přenášet požadované zatížení.

Po očištění veškerého zdiva byla provedena podrobná pasportizace se zaměřením na existenci trhlin zejména v klenebním zdivu. Trhliny zde byly zastíženy a následně bylo zdivo kleneb posíleno pomocí prutů z korozivzdorné oceli šroubovitého tvaru, helikální výztuže. Do vybroušených spár kolmo na osu mostu byly vloženy 2 ks prutů prof. 6 mm. Dokonalým spolupůsobením se zdivem se zamezí vzniku nových trhlin, bez vnášení nových sil do konstrukce.

Degradované části pískovcového zdiva byly nahrazeny maltou pro opravy a doplňování přírodních kamenů tzv. umělým kamenem.

## 2.2. Oprava izolace kleneb a jejich odvodnění

Po zahájení výluky bylo provedeno snesení železničního svršku, byly odstraněny zásypové vrstvy kleneb a byla odstraněna původní asfaltová izolace objektu. Stávající odvodňovače byly šetrně odhaleny, očištěny a po jejich zevrubné kontrole bylo rozhodnuto, že dojde k jejich nahrazení novými nerezovými odvodňovači. Ty jsou osazeny do nově realizovaných jádrových vrtů v nejnižších místech v těsné blízkosti stávajících odvodňovačů, které byly zaslepeny. V další fázi se provedla sanace spádové betonové vrstvy z betonu a v nevyhovujících místech byl podklad pro izolaci proveden znovu. Na takto připravený povrch byla provedena vodotěsná izolace proti volně stékající vodě. V souladu se schváleným projektem byla provedena bezešvá hydroizolační stříkaná membrána Eliminator v minimální tloušťce suchého povlaku 3,0 mm. Izolace je podélně spádována k mostním odvodňovačům a k příčným drenážím na předpolí za oběma opěrami. Bezešvá izolace byla vytažena nad úroveň šterku kolejového lože, přes vodorovnou plochu rubu kamenné římsy a je zatažena na stěnu parapetní zdi do podélné drážky ve zdivu. Na pohledové vodorovné a svislé ploše byla použita bezešvá izolace v barvě kamene a pochozí úpravě se vsypem. Zасыpané části SVI jsou ochráněny sekundárním ochranným systémem – antivibračními rohožemi. Po aplikaci hydroizolace a její ochrany byly provedeny nové zásypové vrstvy, ZKPP a položen nový železniční svršek.



### 2.3. Rekonstrukce římsové partie na podlešínské straně

Stávající železobetonové římsy na podlešínské straně bylo nezbytné odstranit a na jejich místo byl provedeno řešení s využitím ŽB žlabu kolejového lože s integrovanými římsami obdobného vzhledu, jako navazující původní kamenné části. Na ŽB římsy byly navrženy nové kotvené kamenné parapetní zídky z nových pískovcových kvádrů. Cílem bylo se co možná nejvíce přiblížit původnímu vzhledu viaduktu před provedením necitlivého zásahu do římsové partie v této oblasti.



Obr. 6 – Rekonstruovaná římsa a parapet



Obr. 7 – Sanovaná spodní stavba

### 2.4. Sanace parapetů a zábradlí

Stávající parapetní zdívo bylo sanováno obdobně jako povrch spodní stavby. Bylo celoplošně opracováno mechanickou pemrlící a hloubkově přespárováno. Degradované části byly odstraněny a nahrazeny umělým kamenem.

Z provozních důvodů bylo nutné na mostě doplnit bezpečnostní výklenky. V parapetních zdech po obou stranách byly vytvořeny 3 nové výklenky. Vznikly kamenickým opracováním (zúžením) stávajících parapetů tak, aby pohled na most zůstal nezměněn a zároveň byly dodrženy požadavky na prostorovou průchodnost na mostě.



Obr. 8 – Most po ukončení výluky opět v provozu

Stávající parapetní zdi měly nedostatečnou výšku. Bylo proto nutné je v horní části doplnit o zábradelní nástavce, které je zvýšily na normou požadovanou hodnotu. Nástavec byl navržen ze subtilních ocelových trubek, sloupky zábradlí jsou kotveny do parapetních zdí pomocí patních plechů a dodatečně vrtaných chemických kotev. Atypické provedení zábradlí bylo zvoleno s ohledem na zachování historického vzhledu konstrukce.

### **3. Závěr**

Účelem rekonstrukce viaduktu v Podlešíně bylo provést ji tak, aby byly dodrženy požadované provozní parametry a zároveň byly zachovány podmínky památkové ochrany a dodrženy historický ráz celého objektu. Lze konstatovat, že díky spolupráci všech účastníků výstavby se záměr podařil a investor může představit další citlivě rekonstruovaný památkově chráněný most, který bude bez problémů sloužit další desetiletí.



*Obr. 9 – Celkový pohled na most před dokončením*

**Ing. Matěj Mikšovský**  
TOP CON SERVIS s.r.o.  
+420 731 108 108  
miksovsky@topcon.cz

**Ing. Daniel Novotný**  
TOP CON SERVIS s.r.o.  
+420 778 413 402  
novotnyd@topcon.cz

## Železniční most přes D6 u Hořesedel

Ing. David Marván, Ing. Petr Nečas,  
PIS Pechal, s.r.o.

### Anotace

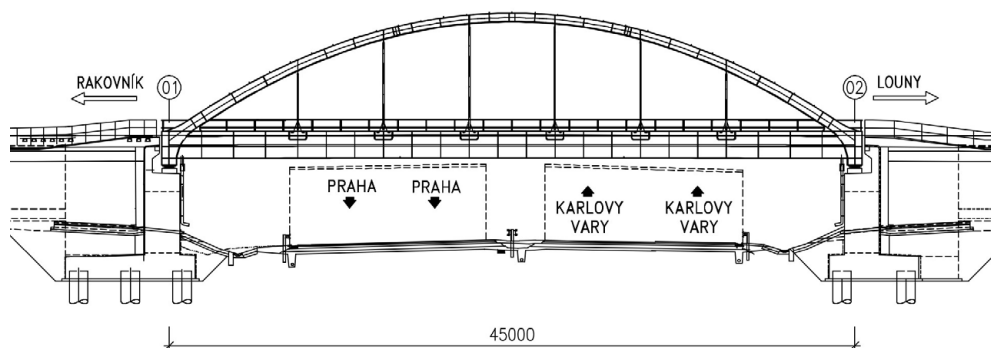
Příspěvek se zabývá návrhem a realizací jednokolejného ocelového železničního mostu s dolní mostovkou. Most byl vybudován v rámci stavby dálnice D6 Hořesedly. Zamýšlena trasa dálnice D6 kříží stávající železniční trať Louny-Rakovník, a proto bylo nutno navrhnout železniční most, který trať ve stávající poloze bezpečně převede přes budoucí dálniční komunikaci. Jedná se o jednopolovou ocelovou svařovanou konstrukci typu Langerův trám s ortotropní mostovkou. Její rozpětí je 45,0 m a celková šířka je 6,5 m. Krajiní masivní železobetonové opěry jsou založeny velkopřůměrových pilotách. Výstavba opěr a montáž ocelové konstrukce v mostním otvoru proběhla během traťové výluky.



Obr. 1 – Boční pohled na most při 1.HPM

### Územní podmínky

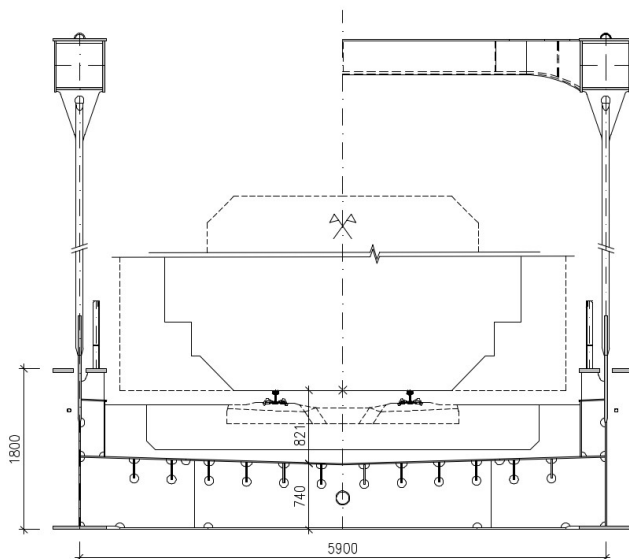
Most se nachází v extravilánu poblíž obce Hořesedly v katastru obce Kněžves u Rakovníka. Trasa dálnice D6 je v místě křížení s železnicí v zářezu a železniční trať na násypu.



Obr. 2 – Podélný řez

## Celková koncepce řešení

Nosná konstrukce mostu je navržena jako ocelová jednokolejná s dolní mostovkou. Jedná se o tuhý trám vyztužený obloukem – Langerův trám. Mostovka je pak celoocelová ortotropní a tvoří vanu pro kolejové lože.



Obr. 3 – Příčný řez v místě závěsu/příčle

## Spodní stavba

Spodní stavbu tvoří masivní železobetonové opěry v půdorysném tvaru písmene U. založení je na velkopřůměrových pilotách. Spodní stavbu a založení projekčně zpracovávali kolegové ve firmě TUBES.



## Nosná konstrukce

Teoretické rozpětí ocelové nosné konstrukce je 45 000 mm. Oblouky jsou na trám napojeny s excentricitou 300 mm a vzepětí oblouků je 8 021 mm. Samotný trám je tvořen svařovaným I průřezem s výškou 1 800 mm. V místě závěsů je stěna trámu zesílena z 16 mm na 40 mm.

Oblouky jsou tvořeny uzavřeným obdélníkovým průřezem s proměnnou výškou. Šířka průřezu je konstantní po celé délce oblouku. Oblouk je ve tvaru paraboly 2°. Samotný průřez je po délce vyztužen vnitřními diafragmaty a v místě závěsů jsou vyvařeny styčnickové plechy táhel. V místě napojení na trám jsou stěny oblouku protaženy až DP trámu a tvoří v daném místě trojstěn.

Osová vzdálenost trámů hlavních nosníků je 5 900 mm.



Závěsy jsou navrženy z plných tyčí průměru 90 mm z oceli S355NL. Původně byly navrženy táhla z kulatiny průměru 80 mm a oceli S460NI, ale vzhledem k potížím při shánění požadovaného materiálu byla provedena výše uvedená změna. Ztužení oblouku je rámové pomocí tří příčl. Příčle ztužení jsou navrženy jako uzavřené, obdélníkového průřezu.



Mostovka je navržena jako ortotropní s příčnými a podélnými výtuhami. Příčné výtuhy jsou ve třetinách vzdálenosti mezi závěsy, pouze u krajního modulu je to ve čtvrtinách. Plech mostovky je vspádován a odvodněn do osy NK.

Nosná ocelová konstrukce je vyrobena z oceli S355. Uložení na spodní stavbu je prostřednictvím kalotových ložisek s nosností 4,7MN.



Obr. 7 – Montáž nosné konstrukce na stavbě

## Montáž nosné ocelové konstrukce

Ocelová nosná konstrukce byla v příčném směru rozdělena na oblouk, trám a mostovku. V podélném směru byla dělena na tři montážní dílce. Samostatně byly vkládány i příčle. Samotná montáž probíhala přímo v ose trati v definitivní poloze během traťové výluky. Po dokončení výstavby a po provedení 1.HPM byla provedena zatěžovací zkouška, kde břemenem byl drážní jeřáb EDK 750 s protizávažím 27 t. Celková hmotnost zkušebního břemene byla 144,6 tun. Výrobu a montáž NOK zajišťovala firma OK Třebestovice.



Obr. 8 – Pohled do mostu před spuštěním provozu

**Ing. David Marván**

PIS PECHAL, s.r.o.

Lidická 42, 602 00 Brno

marvan@pechal.cz

www.pechal.cz

**Ing. Petr Nečesal**

PIS PECHAL, s.r.o.

Lidická 42, 602 00 Brno

necosal@pechal.cz

www.pechal.cz